

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ УКРАЇНИ
«КИЇВСЬКИЙ ПОЛІТЕХНІЧНИЙ ІНСТИТУТ
ІМЕНІ ІГОРЯ СІКОРСЬКОГО»
Зуєвська Н.В., Зайченко С.В., Вапнічна В.В., Шайдецька Л.В.

**РЕСУРСОЗБЕРІГАЮЧІ ТЕХНОЛОГІЇ
ПРИ БУДІВНИЦТВІ ГЕОТЕХНІЧНИХ ОБ'ЄКТІВ**

Монографія

КИЇВ
2018

ЗМІСТ

ВСТУП.....	Стор. 4
РОЗДІЛ І ФОРМУВАННЯ ГЕОТЕХНІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ГРУНТІВ ЕНЕРГОЕФЕКТИВНИМИ І РЕСУРСОЗБЕРІГАЮЧИМИ ТЕХНОЛОГІЯ.....	5
1.1 Наукові основи формування інженерних властивостей стисливих ґрунтів вибухом.....	5
1.2 Наукові та технологічні засади вибухового щілиноутворення в ґрунтовому масиві.....	8
1.3 Сучасний стан технологій будівництва тунелів.....	11
РОЗДІЛ 2 ВИБУХОВА ПІДГОТОВКА ВЕРТИКАЛЬНИХ ГЕОТЕХНІЧНИХ СПОРУД.....	20
2.1 Технологія зведення заглиблених споруд методом «стіна у ґрунті».....	20
2.2 Вибухова підготовка порожнини в слабозв'язаних ґрунтах.....	26
2.3 Утворення порожнин в ґрунтах з використанням направлено діючих зарядів.....	28
2.4 Визначення параметрів системи з урахуванням дії енергії вибуху...	32
2.5 Розвиток камуфлетної порожнини при підриванні заряду в свердловині в присутності тампонажного матеріалу.....	35
2.6 Методика проведення експерименту дослідження міцнісних характеристик вяжущих сумішей.....	41
РОЗДІЛ 3 ВЛАШТУВАННЯ В ГРУНТОВОМУ МАСИВІ ПРОТИФІЛЬТРАЦІЙНОГО ЕКРАНУ ВИБУХОМ СИСТЕМИ ПОДОВЖЕНИХ ЗАРЯДІВ.....	50
3.1 Механіка розвитку вибухової порожнини.....	50
3.2 Параметри зон деформування і стан ґрунтів за межами порожнини	53
3.3 Механізм заповнення вибухової порожнини тиксотропним розчином.....	58
РОЗДІЛ 4 ОСНОВНІ ТЕХНОЛОГІЧНІ ПАРАМЕТРИ ОБЛАШТУВАННЯ СИСТЕМИ ВИБУХОВИХ ПАЛЬ-ДРЕН.....	64
4.1 Основні параметри вибухових робіт які визначають ступінь ущільнення і зміцнення слабкої основи.....	64
4.2 Розрахунок параметрів вибухових робіт при облаштуванні піщаних паль-дрен.....	78
4.3 Параметри ущільнення і зміцнення слабких водонасичених основ.....	85
4.4 Просторово-часові характеристики вибухового ущільнення слабкої основи під шаром привантаження.....	89
4.5 Дослідження після вибухової консолідації слабкої основи з урахуванням отриманих вибухом піщаних паль-дрен.....	100
РОЗДІЛ 5 МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ АРМУВАННЯ ПРОСАДНОГО ГРУНТУ ЖОРСТКИМ ЗАПОВНЮВАЧЕМ.....	112

5.1 Вибух циліндричного заряду ВР у свердловині, заповненій щебенем.....	112
5.2 Результати чисельних розрахунків.....	114
5.3 Чисельне моделювання проникнення щебеню в ґрунтовий масив	118
5.4. Метод і алгоритм розрахунку хвильових процесів у ґрунті при проникненні щебеню.....	120
5.5 Результати чисельного розрахунку хвильових процесів у ґрунті при проникненні щебеню.....	123
РОЗДІЛ 6 ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН АРМОВАНОГО ЩЕБЕНЕМ ҐРУНТОВОГО МАСИВУ	128
6.1 Застосування програмного забезпечення PLAXIS для геотехнічних розрахунків.....	128
6.2 Формування розрахункових моделей процесу динамічного ущільнення зволоженого ґрунту з проникненням в нього твердого заповнювача.....	130
6.3 Імітаційне моделювання армування щебенем лесового ґрунтового масиву енергією вибуху.....	137
6.4 Несучі характеристики армованого жорстким заповнювачем ґрунту.....	143
6.5 Особливості виконання робіт з укріплення потенційно просадного ґрунту в основі будівельної споруди динамічним армуванням	149
РОЗДІЛ 7 СТВОРЕННЯ ВИСОКОЕФЕКТИВНИХ ТЕХНОЛОГІЙ ЗВЕДЕННЯ ОБРОБКИ ТУНЕЛЮ НА ОСНОВІ РОЛИКОВОГО УЩІЛЬНЕННЯ	157
7.1 Результати досліджень роликового ущільнення ґрунтового приконтурного шару і монолітної обробки тунелю.....	157
7.2 Фізико-механічні особливості процесів формування зв'язних ґрунтів і будівельних сумішей.....	160
7.3 Напрямки розвитку методів формування геотехнічних властивостей і аналізу напружено-деформованого стану ґрунтів.....	164
7.4 Основні принципи створення високоефективних технологій зведення обробки тунелю на основі роликового ущільнення.....	168
7.5 Застосування програмного забезпечення PLAXIS і Solid Works для моделювання напружено-деформованого стану приконтурного ґрунтового шару тунелю.....	172
7.6 Встановлення робочих параметрів роликової секції для формування геотехнічних властивостей приконтурного шару і обробки тунелю.....	181
7.7 Перспективи розвитку технології роликового ущільнення для будівництва підземних споруд.....	188
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	192

ВСТУП

Процес спорудження геотехнічних об'єктів охоплює широке коло питань по аналізу взаємозв'язків гірничо-будівельних процесів з природними факторами і функціональним призначенням об'єктів. Численні дослідження процесу взаємодії інженерних конструкцій підземних споруд з породним масивом спрямовані на встановлення закономірностей впливу різних гірничо-геологічних і гірничотехнічних факторів (рельєфу місцевості, конструктивних особливостей кріплень і обробок, температурних умов і т.п.) на формування навантажень.

Сучасний технічний прогрес сприяє зростанню вимог до якості геотехнічних об'єктів, їх надійності і швидкості введення в експлуатацію. Тому використання нових технологій, заснованих на застосуванні енергоносіїв великої потужності, дозволяє спростити оснащення, частково виключити використання дорогого устаткування і техніки, значно знизити трудомісткість і час виконання різних етапів робіт, а також підвищити мобільність і гнучкість при їх реалізації. Технології, які використовують енергію вибуху в повній мірі відповідають всім зазначеним умовам і широко застосовуються в світі.

Зародження і розвиток вітчизняного напрямку з прикладної геодинаміки вибуху в ґрунтах було покладено ще в минулому сторіччі такими видатними вченими як М. М. Ситим, М. А. Стариковим, О. О. Вовком, В.Г. Кравцем. Напрямок було сформульовано на основі нової концепції, яка більш повно враховувала реальні процеси, які відбуваються при розгляді системи заряд-навколишнє середовище. Відмінною особливістю завдань, що вирішувались українською школою геодинаміки вибуху було: імпульсний характер прикладання навантаження і хвильовий характер збуджень, що поширюється по масиву; нестационарне рух середовища; складність постановки і рішення задач по прогнозування поведінки середовища в кожному конкретному випадку; різноманіття вимог до кінцевого результату дії вибуху на масив (ущільнення, розпушування, дроблення, переміщення гірської маси).

З розвитком сучасних обчислювальних технологій з'явилася можливість моделювання дії вибуху в середовищах з метою оптимізації технологічних параметрів і передбачення очікуваних результатів.

В книзі наведені нові результати досліджень пов'язані з поглибленням наукових знань та вдосконаленням технологій застосування прикладної геодинаміки вибуху в геоінженерії. Також представлені дослідження по створенню та впровадженню фізико-технічних основ технології будівництва підземних споруд з використанням роликового способу формування геотехнічних властивостей ґрунтів.

РОЗДІЛ 1

ФОРМУВАННЯ ГЕОТЕХНІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ҐРУНТІВ ЕНЕРГОЕФЕКТИВНИМИ І РЕСУРСОХЗБЕРІГАЮЧИМИ ТЕХНОЛОГІЯМИ

1.1 Наукові основи формування інженерних властивостей стисливих ґрунтів вибухом

В 70-ті – 90-ті роки поряд з теоретичними аспектами динаміки стисливих ґрунтів київська школа розвиває напрямок, пов'язаний з розвитком досліджень у першу чергу з динамічних методів формування інженерних властивостей ґрунтів із застосуванням енергії вибуху. Поряд з використанням цієї енергії в гірничих технологіях для дроблення скельних гірських масивів актуалізувалась проблема застосування енергії вибуху для отримання камуфлетних виробок та відкритих виїмок різного призначення, а також для ущільнення ґрунтів та надання їм протифільтраційних властивостей. При камуфлетних вибухах утворюються порожнини різних розмірів і форм, які після їх укріплення можуть бути використані самостійно та в комплексі з іншими інженерними спорудами в господарських цілях [1-4].

Однією з найбільш перспективних сфер застосування вибуху є гідротехнічне і особливо меліоративне будівництво. Застосування вибухових технологій в цій галузі дозволяє використати таку особливість вибуху в ґрунті, як його ущільнення з наданням ґрунту протифільтраційних властивостей. Практика вибухових робіт в меліоративному будівництві показала, що навколо утворених вибухом відкритих виїмок формується ущільнена зона ґрунту з перемінною щільністю, в якій коефіцієнт фільтрації багатократно знижений в порівнянні з вихідним, причому відносні розміри ущільненої зони зростають із зменшенням показника симетрії вибуху – від сферичного або зосередженого заряду до плоского. Значне зниження коефіцієнта фільтрації призводить до помітного зменшення втрат води з водотранспортної виїмки, наслідком чого стає запобігання заболоченню та засолюванню навколишніх земель сільськогосподарського призначення.

В піщаних ґрунтах з високим коефіцієнтом фільтрації і низькою стисливістю запропоновано комбіновані технології, що суміщують вибухову обробку масиву з попереднім насиченням його закріплюючим розчином. Така технологія випробувана для створення протифільтраційного екрану у дні і відкосах каналу [5]. Сутність методу полягає у попередньому наданні піщаному масивові нових деформаційних властивостей, що створюють можливість його вибухової обробки з отриманням помітних залишкових деформацій, які і визначають протифільтраційний ефект в оточуючому канал ґрунтовому шарі.

Розглядаючи наявні надбання теоретичної і прикладної динаміки ґрунтів, можна вирізнити ряд досягнень, викладених вище, а також певні “білі плями” в теорії і експериментальній динаміці. Теорія і експеримент

взаємодіють не абсолютно паралельно, а найчастіше саме заповнюючи прогалини, що не піддаються вивченню обраним методом (теоретичним чи експериментальним). Так, наприклад, неможливо в полігонних умовах вивчити явища, що відбуваються на контакті заряду ВР з ґрунтом. Поведінку ґрунтового масиву під дією хвилі навантажень з інтенсивністю в десятки тисяч МПа можна передбачити, лише маючи дані про динамічну стисливість ґрунту, отримані на спеціальних (наприклад, рентгенівських) установках в лабораторних умовах, що рідко яким дослідницьким колективам доступне. В цьому випадку пріоритет належить чистим теоретичним побудовам. Однак при таких побудовах слід мати добре уявлення про ті процеси, що відбуваються в ближній зоні. В цих умовах потрібен і польовий експеримент, який доводить, наскільки складною є картина остаточного розподілу деформацій в ущільненому масиві.

Саме в масиві, оскільки картина перерозподілу і взаємного переміщення компонентів деформованого ґрунту, отримана в полігонних умовах, значною мірою більш достовірна, ніж експеримент на моделях в лабораторних умовах, навіть при наявності надсучасної апаратури і відповідних методик. Порівняння цієї картини з результатами теоретичних пошуків свідчить про те, що теорія в стані найбільш детально описати навантажувальну частину діаграми стиснення, навіть до надвисоких тисків, притаманних ближній зоні дії вибуху. Щодо розвантажувальної частини діаграми, де вступають в силу реологічні явища, їх теоретичний опис досі кінцево не вирішено.

Звідси випливає обмежена можливість передбачення остаточних механічних явищ, що спостерігаються в ґрунті по закінченні деформаційного процесу. Найбільш виразно ця обмеженість виявляється в отриманні даних про кінцевий механічний ефект вибуху в ґрунті. Наприклад, в найбільш наближених до практики теоретичних роботах наводяться розрахунки параметрів вибухової порожнини, однак ці параметри відбивають стан процесу при досягненні максимуму радіуса порожнини і не дають уявлення про процеси, що відбуваються в подальшому, та про його просторово – часові характеристики.

За даними багатьох досліджень послідовність деформування ґрунтового масиву на початковій стадії вибуху складається з руйнування структури під дією хвилі напружень, повної чи часткової ліквідації скелетних зв'язків, інтенсивного взаємного переміщення компонентів та переупаковування часток під дією високих тисків на фронті та за фронтом хвилі напружень. В подальшому спостерігається ряд аномальних явищ в розподілі залишкових деформацій.

Практичні дослідження характеру деформування ґрунтового масиву при підземних камуфлетних вибухах або вибухах на викидання свідчать про складність загальної картини розвитку зони залишкових деформацій в часі. Особливо ці явища виявляються в структурно нестійких ґрунтах, не здатних повністю утримувати або відновлювати міцнісні зв'язки між компонентами.

Експериментально доведено [6], що поряд з утвореною вибухом виробкою (порожниною або виїмкою) в ґрунті присутня широка зона порушень або тріщиноутворення, яка безпосередньо примикає до виробки чи до ущільненої зони.

Разом з тим дослідження показали, що навіть в ненасичених водою ґрунтах, тобто в ґрунтах повітряно-сухої вологості має місце явище переміщення порової води відносно мінерального скелету, що більш притаманне водонасиченим ґрунтам. Однак ці переміщення в ближній і віддаленій зонах мають різну природу. В ближній зоні вони переважно пов'язані з потужним силовим фактором, в другому випадку – з консолідаційними процесами в межах дії хвилі напружень, тобто з дією залишкових напружень в ґрунті.

Наприклад, в експериментах встановлено [7, 8], що в ближній зоні фактична щільність ґрунту після вибуху за значенням перевищує отриману за розрахунком, в якому враховано сумарну можливу стисливість мінеральної фази в одиниці об'єму та повну ліквідацію вільної пористості (пор, заповнених повітрям). Це означає, що частково деформація стиснення відбулась за рахунок пор, заповнених водою. Таке явище в моделі Г.М. Ляхова не враховувалось.

Якщо волога з ближньої зони інтенсивного ущільнення витиснута, належало встановити напрямки її витиснення. Дослідження показали [5, 8], що з цієї зони волога може переміщуватись як в сторону зони більш низької щільності, тобто в напрямку від заряду, так і в зону інтенсивної тріщинуватості, тобто “на заряд”. Тут вірогідніше за все у повітряно-сухому ґрунтовому масиві вона випарується під дією високих температур вибухових газів, а у водонасиченому і нестійкому ґрунті спричинить обвалення стінок утвореної вибухом порожнини.

Досліджений кінцевий характер розподілу деформацій, міцнісних характеристик і вологості в ґрунті із структурно слабкими зв'язками навколо вогнища вибуху [2] свідчить про чергування кількох зон підвищеної і пониженої щільності, яким геометрично відповідають зони підвищеного і зниженого зчеплення та відповідно зниженої і підвищеної вологості. Отже, на межі ущільненої зони з вибуховою порожниною та в розташованій між двома зонами підвищеної щільності зоні розривів та розущільнення спостерігається зменшення деформацій, зчеплення та зростання вологості.

Унікальні дослідження розвитку деформаційного процесу в часі, виконані в [2] при експериментах в лесовому ґрунті, дозволили встановити картину переміщення шарів ґрунту і стінок газової порожнини під час вибуху плоскої симетрії. Отримано сімейство кривих залежності деформацій ε від координати R для послідовних моментів часу, завдяки чому можна спостерігати коливальний характер розвитку ущільненої зони і моменти зародження аномалій в просторовому розподілі об'ємних деформацій.

Встановлено, що коливальні процеси у віддалених шарах існують незалежно від розвитку власне порожнини, що пов'язане з консолідацією

масиву. Звичайно, такі явища дослідити в лабораторних умовах не є можливими. Лише дослідження поведінки газового пухиря при великомасштабних вибухах у воді свідчать про його трикратне розширення – схлопування, що цілком припустимо, беручи до уваги ідеальну нестисливість рідини [9]. Щодо ґрунту, то явище коливання стінок порожнини відбувається в дещо зміненому вигляді – після розширення порожнина ступінчасто двічі зменшується в розмірі.

Таким чином, прогноз зміни інженерних властивостей ґрунтів в масиві під дією вибуху неможливий без вивчення специфіки структури ґрунту та особливостей деформування масиву з урахуванням просторово – часових параметрів ущільненої зони.

1.2 Наукові та технологічні засади вибухового щілиноутворення в ґрунтовому масиві

Серед різноманітних деформаційних перетворень в ґрунтовому масиві під дією вибуху окремою важливою прикладною задачею є утворення плоских розривів – щілин широкого призначення. Розкриття, орієнтація і геометричні параметри щілин залежать від їх призначення та технологічних вимог.

Щілини в гірському масиві можуть виконувати різні ролі, різної може бути їхня конструкція і технологія виконання [10-15]. Вони класифікуються: а) за функціональним призначенням; б) за конструкцією; в) за технологією їх виконання.

Інженерна практика приводить багато прикладів застосування конструкції типу “стіна в ґрунті”, однак обмежимося до розгляду прикладами найбільш поширених. За функціональною ознакою їх поділимо на компенсаційні, протисейсмічні, протифільтраційні, комбіновані (тобто багатофункціональні).

При наявності ґрунтів низької стійкості в ряді випадків (головним чином при створенні компенсаційних або сейсмозахисних щілин) конструкція може бути виконана у вигляді переривчастих (пунктирних) однорядних або дворядних варіантів. Сейсмозахисні екрани можуть виконуватися у вигляді однорядної суцільної щілини, що прикриває об’єкт з боку приходу сейсмічної хвилі, ламаною переривчастою щілиною на повну глибину Н, у той час як суцільна щілина може бути влаштована на меншу глибину (у випадку ґрунтів недостатньої стійкості).

У складних гірничо-геологічних умовах у випадку ґрунтів, насичених водою, потрібна розробка спеціальної технології виконання щілини з використанням енергії вибуху.

У залежності від гірничо-геологічних умов, фізико-механічних властивостей ґрунтів і гірського масиву, призначення щілини і її локалізації можуть бути використані різні методи її проходження. Серед них варто перелічити наступні:

- виконання щілин заданих параметрів механічним методом за допомогою землерийної техніки. Це можливо у ґрунтах високого ступеня стійкості і при відсутності водоносних шарів;
- буріння на повну глибину за допомогою бурового устаткування, що дозволяє виконання безперервної або переривчастої (пунктирної) щілини;
- виконання екрана створенням безперервної або переривчастої щілини шляхом підривання системи свердловинних лінійних зарядів.
- виконання в нестабільних ґрунтах щілини за допомогою спеціальних технологій, що використовують енергію вибуху.

Сполученням перерахованих і інших варіантів можна одержати велику кількість конструкцій і в такий спосіб задовольнити практично будь-які інженерні вимоги до них з урахуванням конкретних умов, застосовуваної технології і наявності відповідної техніки.

Вибухові технології одержання інженерних об'єктів типу «стіна в ґрунті» є найбільш високопродуктивними, універсальними і технологічними. Тому їх можна рекомендувати в якості пріоритетних скрізь, де для цього існують відповідні ґрунтові умови і достатня віддаленість від поверхневих споруд.

Задача зводиться до розрахунку заряду в свердловині, необхідного для одержання порожнини необхідного діаметра з урахуванням конкретних ґрунтових умов і вибору відстані між зарядами в ряді, що забезпечує одержання профілю щілини, який задовольняє експлуатаційним вимогам.

Як приклад успішного застосування вибухової технології може слугувати влаштування компенсаційної щілини в умовах Марганцівського ГЗК. Проектні параметри щілини складала за глибиною 40 м, шириною 0,7 м і довжиною більш 120 м. Відстань між свердловинами було прийнято 0,7 м, що визначило загальне їх число – 170.

Після вибухів відбувалося не лише з'єднання сусідніх порожнин тріщинами, але і часткове руйнування ціликів між свердловинами. Ширина щілини склала 0,7...0,8 м. Щілина заповнювалася з поверхні густою глинистою пульпою. Спостереження після підходу гірничих робіт показали, що щілина в основному виконувала своє призначення по компенсації нерівномірних вертикальних зрушень в мульді осідання, хоча були виявлені деформації за межами щілини. Виміри показали, що до глибини 10...12 м межа масиву, що деформується, проходила по щілині, вище - відхилялася від неї у бік нерухомого масиву на величину в близько 10°, зрушення відбувались по кільцевих тріщинах, що виникли в усті камуфлетних порожнин.

Найбільш високі вимоги до щілини пред'являються у випадку призначення її в якості протифільтраційної (постійний перетин, достатня ширина, відсутність обвалів і т.п.), особливо в структурно нестійких водонасичених ґрунтах.

Оскільки комбінована технологія передбачає одночасне або послідовне виконання двох основних операцій – утворення вибухом вертикальної порожнини разом з оточуючою її зоною деформацій і розміщення в

порожнині суспензії, що забезпечить тривалий протифільтраційний ефект отриманого екрану, ці два елементи технології привертають основну увагу. Найбільш прийнятними способами комбінування цих двох технологічних елементів може бути:

- проходження свердловин значного діаметра, заповнення їх протифільтраційним розчином, розміщення в ньому заряду та підривання з наступним додаванням розчину до заповнення утвореної порожнини;
- розташування над сухою зарядженою свердловиною ємності з розчином, відкритої в своїй донній частині, або виїмки над зарядом, заповненої розчином.
- можливе поєднання обох варіантів, тобто вибух в заповненій розчином свердловині в присутності ємності з розчином відповідних розмірів над устьовою частиною майбутньої порожнини.

В першому варіанті слід передбачити такий розмір свердловини, щоб кількість заповнювача забезпечила утворення кірки в стінках майбутньої порожнини та її тимчасову стійкість до заповнення водостійкою суспензією. Зрозуміло, що при цьому дещо знизиться роль вибуху, тобто ефект вибухового ущільнення навколишнього масиву і відповідно розширення порожнини.

Другий варіант найбільш придатний в стійких глинистих ґрунтах, подібно вище згадуваній технології, оскільки успішність її виконання суттєво залежатиме від збереження стінок утвореної вибухом порожнини. Якщо від вибуху заряду стінки порожнини будуть нестійкими, пульсуючі процеси можуть її зруйнувати раніше, ніж розчин досягне дна.

Якщо належить створити вибухом порожнину в структурно нестійкому ґрунті, найбільш прийнятною є третя технологічна схема, яка поєднує можливості утримання на певний час стінок порожнини від обвалювання до заповнення її розчином. Виконання такого варіанту технології потребує використання викладеного вище досвіду спорудження подовжених порожнин, що контактують устьовою частиною з приповерхневим шаром ґрунту. При цьому дослідження мають ґрунтуватись на відомих досягненнях динаміки ґрунтів в частині загальних уявлень про їх поведінку в динамічних режимах формування полів напружень та деформацій, що визначають кінцевий механічний ефект. В продовження цих уявлень потрібно теоретично та експериментально висвітлити особливості формування полів напружень і деформацій разом з розвитком порожнини, встановити можливості управління просторово – часовим параметрами процесу пульсації газової порожнини в ґрунті складної структури, вивчити такі ж явища у верхній торцевій частині заряду, наближеній до ємності з розчином, та їх значення для технології, визначити оптимальні параметри системи “заряд – набивка - розчин” з урахуванням динаміки спостережуваних процесів, рекомендувати можливі економічно обґрунтовані варіанти масового виготовлення протифільтраційних розчинів.

Перелічені вище завдання сформульовані у вступі до роботи у вигляді викладених вище задач досліджень.

1.3 Сучасний стан технологій будівництва тунелів

Аналіз технологічних процесів і спеціалізованого обладнання для зведення тунелів в Україні закритими способами будівництва свідчить про існуючу тенденцію до використання зарубіжних технологій щитової механізованої проходки зі збірною обробкою, розроблених в середині минулого сторіччя, які мають суттєві недоліки (підвищені витрати на матеріали, висока енергоємність та трудомісткість, низька якість ущільнення тощо), що суттєво впливають на техніко-економічні показники будівництва і експлуатаційні властивості споруд. В той же час у світі розроблені і успішно працюють інші технологічні схеми, які ґрунтуються на застосуванні монолітної обробки тунелів і дозволяють підвищити якісні показники зведених споруд за рахунок безпосередньої взаємодії обробки з ґрунтовим масивом. Використати позитивні здобутки існуючих технологій будівництва і поліпшити якість обробки тунелю за рахунок застосування більш технологічних способів ущільнення можна за допомогою роликового формування будівельних сумішей.

Сучасні тенденції будівництва споруд полягають у використанні потенційної несучої здатності гірського масиву, наприклад шляхом попередньої обробки армуванням або фізичними і фізико-хімічними методами формування геотехнічних властивостей ґрунтового масиву. Розроблення технології роликового ущільнення з використанням існуючих методів управління геотехнічними властивостями ґрунтів дозволить збільшити несучу здатність приконтурного шару.

Розглянемо основні методи зведення підземних споруд і способи керування геотехнічними властивостями ґрунтів, порівнюючи їх особливості і відмічаючи позитивні і негативні сторони.

Оцінюючи існуючі методи будівництва транспортних, гідротехнічних і колекторних тунелів глибокого та мілкового залягання з точки зору підвищення ефективності використання матеріалів і обладнання, покращення техніко-експлуатаційних і економічних показників зведених споруд, можна відзначити наступне.

У зв'язку з тим, що будівництво тунелів відкритим способом супроводжується пошкодженням земної кори, викликає необхідність виконання великого об'єму земляних робіт і призупинення функціонування інфраструктури міст, при спорудженні тунелів надають перевагу закритим методам роботи, які вимагають мінімального розкриття земної поверхні. Структурна схема поширених способів будівництва тунелів закритими методами наведена на рис. 1.1 [16–19].

В залежності від гірничо-технологічних умов, розмірів і призначення споруд застосовують такі закриті способи будівництва тунелів: гірничий (5%), щитовий (90%) і спеціальний (5%) способи. Застосування гірничих і

спеціальних (продавлювання, проколу та ін.) способів виконання робіт є доцільним при будівництві тунелів відносно малої довжини і обмежується довжинами до 300 м. При застосуванні спеціальних методів проведення робіт обмеження довжини тунелю з боку обладнання для продавлювання визначається значеннями зусиль головної домкратної станції і кількістю проміжних домкратних станцій, а з боку матеріалу обробки тунелів – його міцністю на стиск.

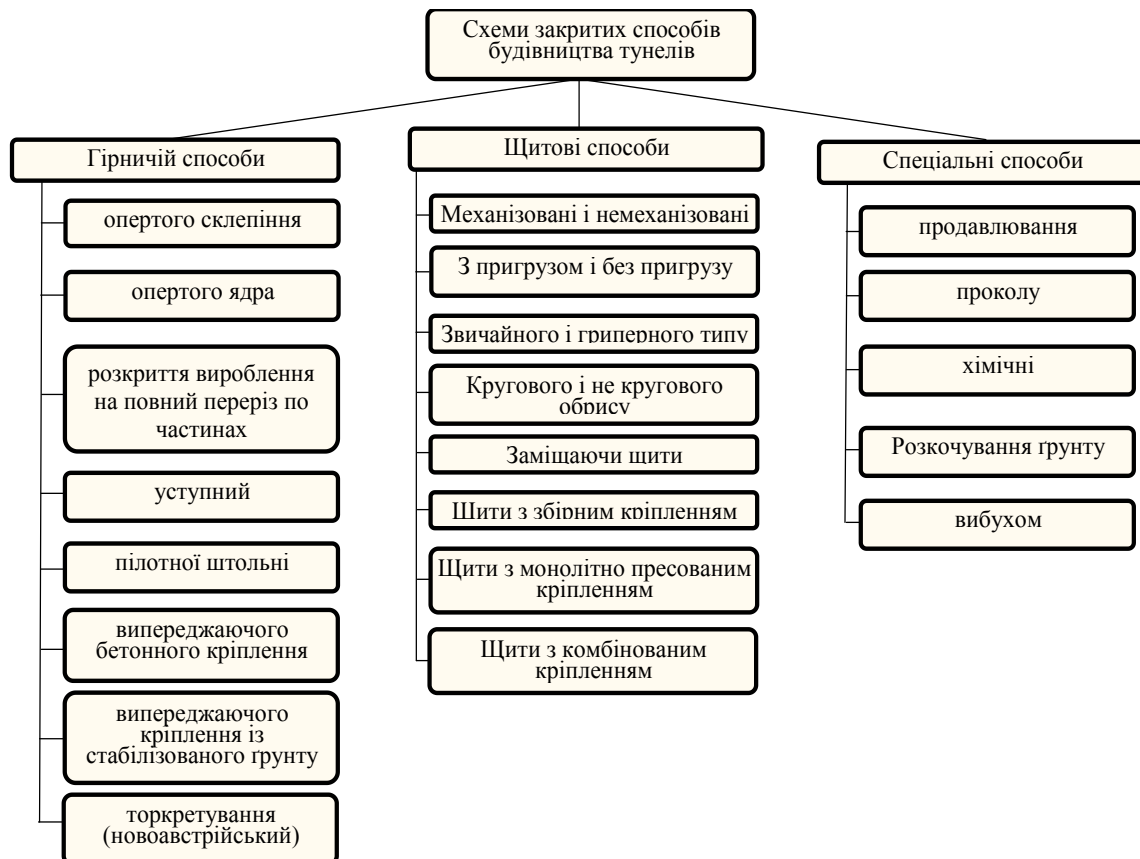


Рис.1.1. Закриті способи будівництва тунелів

На окрему увагу заслуговують спеціальні методи, в основу яких для збільшення стійкості і зменшення просадок покладено використання несучої здатності приконтурного шару, який підлягає спеціальній обробці. До таких методів можна віднести створення випереджаючого кріплення із стабілізованого ґрунту шляхом обробки ґрунтів способом струминної цементації, що дозволяє отримати міцність ґрунтоцементу до 15 МПа. Основними недоліками цього методу є великі затрати, пов'язані з витратою цементу до 500 кг/м³ і енерговитратами до 675 МДж/м³. Для проведення робіт методом струминної цементації використовують буріння поверхні, що також обмежує застосування методу у випадку забудови поверхні і попередньо прокладених відкритим способом підземних комунікацій. До того ж проведення струминної цементації не завжди приводить до вирівнювання (ізотропії) властивостей гірського масиву, а після проходки відбувається порушення цілісності приконтурного шару. Ці явища пов'язані з основними факторами, що впливають на міцність і деформаційні властивості

гірських порід у масиві, саме неоднорідністю гірських порід, анізотропністю фізичних властивостей, глибиною залягання, формою та геологічними умовами залягання, характером гірських вмісних порід, дефектами внутрішньої будови, обводненістю [20, 21] .

До методів, які використовують потенційну несучу здатність ґрунтового масиву, відносять також спосіб проходки з улаштуванням піддатливого склепіння (новоавстрійський спосіб тунелебудування), який полягає у поєднанні анкерного кріплення і набризкової обробки. Застосування торкретування супроводжується низкою негативних факторів, пов'язаних з процесом розпилення будівельних сумішей, зокрема пилоутворення і пароутворення, як при «сухому» так і «мокрому» способі, неможливість повної механізації процесу (присутність оператора), великий відсоток відскоку – до 60%, особливо при торкретуванні покрівлі тунелю, що може призвести до травмування оператора, сильний вплив реологічних властивостей будівельних сумішей на стабільність процесу, великі витрати цементу – до 500–800 кг/м³ [22–24]. Виконання анкерного кріплення вимагає відслонення ґрунтового масиву, що можливо в породах з коефіцієнтом міцності $f_{кр} = 2-4$, коли порода має достатню міцність для сприймання гірського тиску, що також суттєво обмежує застосування цього методу в ускладнених геологічних умовах.

Понад 70% території України складають лесові ґрунти різної просадності [25–28], а також ґрунти з переважним вмістом глини і значною кількістю піску (лесоподібні суглинки), які складають до 82% маси осадових гірських порід. За таких умов щитова проходка тунелів часто виявляється єдиною можливим способом робіт, оскільки вона дозволяє вести будівництво впродовж усього року у великому діапазоні геологічних і гідрогеологічних умов. Серед великого різноманіття існуючих щитових прохідницьких технологій (рис. 1.1) найширше застосування на території України і пострадянського простору отримали механізовані прохідницькі щити з привантаженням кругового обрису зі збірною залізобетонною обробкою транснаціональних компаній Herrenknecht і Wirth.

На жаль, застосування вітчизняних розробок є неможливим через те, що в 1991–1995 рр. Україна майже повністю втратила наявний конструкторсько-технологічний і промислово-виробничий потенціал в галузі розроблення і виготовлення щитових машин [29].

Зазначена технологія будівництва тунелів зі зведенням збірної обробки, поряд з відносною простотою технології кріплення і дешевизною обладнання (часто вже застарілого, строк служби якого перевищує 10 років), має серйозні недоліки. По-перше, частина процесу кріплення переноситься на спеціалізовані заводи, де виготовляються високоточні (допуск 2–3 мм) і високоміцні (бетон класу В40, 52 МПа) елементи обробки. Це тягне за собою збільшення транспортних витрат і використання спеціального безусадочного цементу і пластифікаторів, що також збільшує вартість підземної споруди. До того ж для з'єднання збірної залізобетонної оправи необхідно при

формуванні закладати спеціальні додаткові деталі з матеріалів на основі синтетичних високомолекулярних з'єднань. При їх монтажі під захистом оболонки щита зовнішній діаметр обробки виявляється меншим за зовнішній діаметр щита. Так, для щита Herrenknecht S 402 зовнішній діаметр якого становить 6360 мм при зовнішньому розмірі збірної обробки тунелю 6100 мм (за паспортними даними) об'єм, що відповідає сумарному проміжку шириною 250 мм закріпного простору, складає $2,6 \text{ м}^3$ на один погонний метр тунелю без урахування розмиву прилеглого контуру масиву тунелю.

Для забезпечення жорсткості, стійкості і водонепроникності збірної конструкції утворений проміжок необхідно заповнювати цементно-піщаним (Ц/П) розчином, який нагнітається у два етапи: спочатку проводять первинне нагнітання суміші (Ц/П = 1:2), потім контрольне нагнітання (Ц/П = 1:0). Використання будівельної суміші з дрібним наповнювачем, яка являє собою цементно-піщаний розчин з підвищеною рухомістю (з осадкою конуса 16–20 см) і зниженою жорсткістю пов'язане з його перекачуванням розчинонасосом і вимагає при приготуванні великої кількості в'язучих і пластифікаторів. Використання первинного і контрольного нагнітання цементно-піщаного розчину для заповнення пустот розширює фронт робіт, внаслідок чого уповільнюється процес будівництва тунелю і суттєво підвищується трудомісткість робіт. Крім того, при первинному і контрольному нагнітанні для заповнення пустот іноді необхідно проводити додаткові заходи щодо підсилення жорсткості зведеної обробки у вигляді додаткових опор і стяжок (рис. 1.2).

При проведенні тунельних робіт у нестійких зволжених ґрунтах через їх рухливість якісно виконати таке нагнітання, як правило, не вдається, оскільки утворений щитом проміжок відразу ж заповнюється ґрунтом, що обсипається, а це призводить до осідання поверхні землі безпосередньо за щитом і утворення зон, недоступних для нагнітання.

Для виключення операції нагнітання цементно-піщаного розчину запропоновано технологію з обтисканням в породу обробки шляхом розтискання домкратами збірної обробки. Ця технологія має такі переваги:

- одразу після монтажу в роботу вступають елементи обробки разом з оточуючим масивом, що запобігає розвитку деформацій контуру виробки;
- стабілізується ґрунтовий масив навколо тунелю, а отже, знижується гірський тиск на обробку;
- виключається або зводиться до мінімуму осадка ґрунту.

Однак цей спосіб не знайшов широкого застосування, оскільки:

- ґрунт повинен мати пластичні властивості;
- практично неможливо отримати рівномірне обтискання по периметру кільця через тертя по зовнішній поверхні обробки, внаслідок якого багатократно знижуються тиски, що створюються при обтисканні, на максимальній відстані від точки кільця, де прикладається зусилля обтискання;

– створене обтисканням у ґрунт попереднє напруження може бути дуже нерівномірним по периметру кільця, що призводить до несиметричного та нерівномірного навантаження на обробку тунелю.



а



б

Рис. 1.2. Заходи по відновленню геометрії обробки транспортного тунелю

Уникнути цих недоліків дозволяє технологія монолітно-пресованої бетонної обробки [30–32], яка полягає у подачі бетонної суміші у простір між щитом і опалубкою (для випадку слабких порід) з подальшим пресуванням. Крім того, цей спосіб дозволяє зменшити металоємність монолітної

конструкції і на 30% підвищити її міцність. Висока технологічність цього способу зведення обробки привела до створення цілого ряду вітчизняних (ТЩБ1–ТЩБ7) і зарубіжних тунелепрохідницьких комплексів першого, другого і третього типу. Однак застосування машин такого типу передбачає пресування будівельних сумішей, яке відповідає одноосному навантаженню, при якому зміщення частинок, що утворюють скелет, відбувається при максимально можливих значеннях. Збільшення тиску пресування обмежене дією робочого органа на виробку і міцністю заповнювача будівельної суміші.

В табл. 1.1 наведено техніко-економічні показники деяких видів обладнання для будівництва тунелів щитовим способом. Дані взяті з каталогів і проспектів фірм, технічної документації, а також отримані на основі експертної оцінки спеціалістів [30, 31].

Аналіз даних, наведених у табл. 1.1, свідчить про значне зменшення трудомісткості процесу зведення монолітної обробки за рахунок виключення додаткових трудомістких операцій (нагнітання піщаного розчину, монтаж тьобінгів, напрямних стрижнів, нанесення клею і емульсії) і збільшення міцності конструкції, що підтверджує доцільність використання монолітної обробки.

Пресування будівельної суміші у випадку монолітно-пресованої бетонної обробки здійснюється шляхом її продавлювання між щитом і опалубкою (для випадку слабких порід) або між гірським масивом і опалубкою (для випадку порід середньої міцності і міцних). При цьому на ділянці довжиною від 600 до 700 м виникають значні сили тертя, що призводить до нерівномірного ущільнення суміші. Процес розподілення суміші по контуру ускладнений, що також негативно впливає на якість ущільнення. Ці явища призводять до появи ділянок змінної міцності як уздовж осі тунелю, так і по його контуру, що суттєво впливає на техніко-експлуатаційні показники обробки тунелю.

Таблиця 1.1

Техніко-економічні показники спорудження 1 погонний метр тунелю тунелепрохідницькими комплексами зі збірних залізобетонних елементів і монолітно-пресованої бетонної обробки

Найменування робіт	Збірна обробка	Монолітно-пресована бетонна обробка
Розробка ґрунту, м ³	31,753	31,753
Збірний залізобетон, м ³	4,836	0
Арматура і закладні металеві частини, кг	665	0
Монолітний бетон марки 300, м ³	0	5,163
Нагнітання за обробку, м ³	2,79	0
Трудомісткість робіт (у відн. од.)	1	0,64
Міцність обробки (у відн. од.)	1	1,3
Вартість зведення (у відн. од.)	1	0,61

Пресування будівельних сумішей для монолітної обробки може здійснюватися з використанням технології пресування бетонної суміші в радіальному напрямку. Пресування бетонної суміші виконується поверхнею

опалубки за рахунок збільшення її габаритних розмірів при дії на шарніри опалубки гідравлічного пристрою. Як і попередній спосіб пресування, цей спосіб передбачає циклічність виконання робіт, що збільшує тривалість робіт по зведенню обробки.

Критичний аналіз технології будівництва тунелів закритим способом дозволяє зробити висновок, що технологічні процеси і застосовуване обладнання мають суттєві недоліки, до яких, зокрема, належать перевитрата матеріалів і енергії, велика трудомісткість робіт.

Для підвищення ефективності будівництва тунелів закритим способом, зокрема з допомогою механізованих тунелепрохідницьких комплексів, а також для покращення умов роботи і якості споруд необхідне розроблення і впровадження нових технологій геобудівництва, в основу яких покладено принципово нові способи зведення обробки і формування геотехнічних властивостей масивів.

При всьому різноманітті способів дії на гірський масив при спорудженні тунелів (вибух, удар, пресування, вібрація та ін.), найбільш ефективним методом у плані формування міцнісних, фільтраційних, реологічних та динамічних властивостей вважається ущільнення, застосування якого дозволяє створити в середовищі складний напружений стан і спричинити виникнення нормальних і дотичних напружень, внаслідок дії яких первинна структура руйнуватиметься при найменших значеннях силового впливу і витрати енергії. В основі цього принципу лежить властивість ґрунтів і матеріалів чинити різний опір в залежності від характеру навантаження (стиснення, розтягування, зсув). Особливо велика різниця у значеннях виникаючого опору проявляється на молекулярних рівнях взаємодії. Так, адсорбційний шар води ґрунтових частинок має густину до 1500 кг/м^3 і стискається при тисках понад 3–3,5 ГПа, проте деформується при зсуві з напруженнями порядку 10 КПа [33–34].

Одним із способів, які реалізують наведений принцип, є метод роликового ущільнення (пресування, формування), за міжнародною термінологією «Roller-compacted Concrete». Спосіб роликового ущільнення добре зарекомендував себе при будівництві відповідальних монолітних споруд, зокрема гідротехнічних споруд, доріг [35, 36], а також при виробництві плоских (роликове формування) і кільцевих (радіальне пресування) збірних залізобетонних виробів [37–39].

Одним із способів роликового формування при зведенні тунелів є розкочування в ґрунті з допомогою фрезерною головки з хімічною обробкою ґрунтів [40, 41]. Використання суміші на основі сланцевого фенолу при розробці тунелю діаметром 6 м дозволить впродовж декількох годин отримати міцність поверхні до 0,3 МПа при товщині ущільненого шару 2,5–6 м (розрахунки проводились за умов рівності мас розроблюваного і ущільненого ґрунту і постійної пористості по глибині).

Аналіз особливостей технології будівництва тунелів закритими способами, зокрема з допомогою тунелепрохідницьких комплексів дозволяє зробити такі висновки:

- будівництво тунелів потребує переобладнання виробничо-технічної бази. Створення нового обладнання, яке базується на прогресивних технологіях, дозволить значною мірою уникнути існуючих недоліків;
- спосіб монолітної обробки тунелю є основою для розв'язання питання збільшення стійкості, комплексної механізації і автоматизації процесів виробництва. Для його реалізації необхідно створити технологію, здатну забезпечити досягнення високих техніко-економічних показників при спорудженні тунелів.

На основі проведеного аналізу досвіду спорудження тунелів закритим способом і застосування роликового методу формування в НТУУ «КПІ» розроблено технологічні схеми і обладнання для формування обробки підземних комунікаційних споруд роликовим ущільненням [42-44]. Формування обробки тунелів підземних комунікаційних споруд за даними схемами відбувається за допомогою роликового пресування.

Реалізація технології обробки контуру ґрунтового шару тунелю для формування властивостей ґрунту з допомогою роликового формування представлена на схемі роботи прохідницького щита з формуванням і обтисканням ґрунту при будівництві тунелів методом роликового пресування (рис. 1.3).

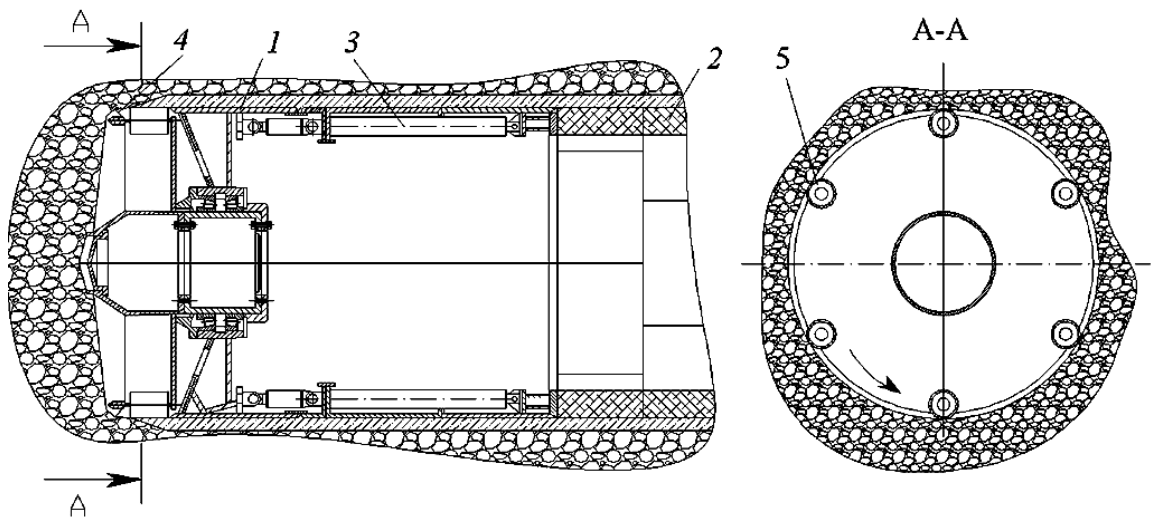


Рис.1.3. Схема прохідницького щита з формуванням ґрунту методом роликового пресування (привід ротора і тьюбінгоукладач не показані)

Щит 1 і ротор 4 рухаються в напрямку вибою за рахунок зусилля щитових домкратів 3, які упираються в збірну обробку 2. Щитові домкрати 3 рухають щит, формуючу секцію опалубки 2 і ротор 4 в напрямку вибою. При обертанні ротор 4 розробляє ґрунтовий масив, і ґрунт частково потрапляє під роликові робочі органи 5. Ролики 5 втискають його в радіальному напрямі, і

грунтовий шар ущільнюється і вирівнюється по внутрішній периферії підземної споруди. Відформований у затрубному просторі ґрунт так само ущільнюється і за потреби змішується із закріплювачем, утворюючи жорстку ґрунтоцементну оболонку. Ця технологія дозволяє проводити подальші роботи по кріпленню тунелю, як з використанням збірного, так і монолітної обробки.

Зведення монолітної обробки тунелю за технологією роликового формування може проходити за схемою, наведеною на рис. 1.4. Гриперна секція 1 рухає щит 2, формуючу секцію опалубки 3 в напрямку прокладення тунелю. Обертаючись, ротор 4 захоплює порції будівельної суміші, які потрапляють з бункера 7 у розподільні рукави 6 і утримуються відцентровими силами, при цьому будівельна суміш потрапляє під укочувальні ролики 5. Ротор 4, обертаючись разом з укочувальними роликами 6, вдавлює будівельну суміш у радіальному напрямку і при цьому відбувається ущільнення монолітного бетонного масиву.

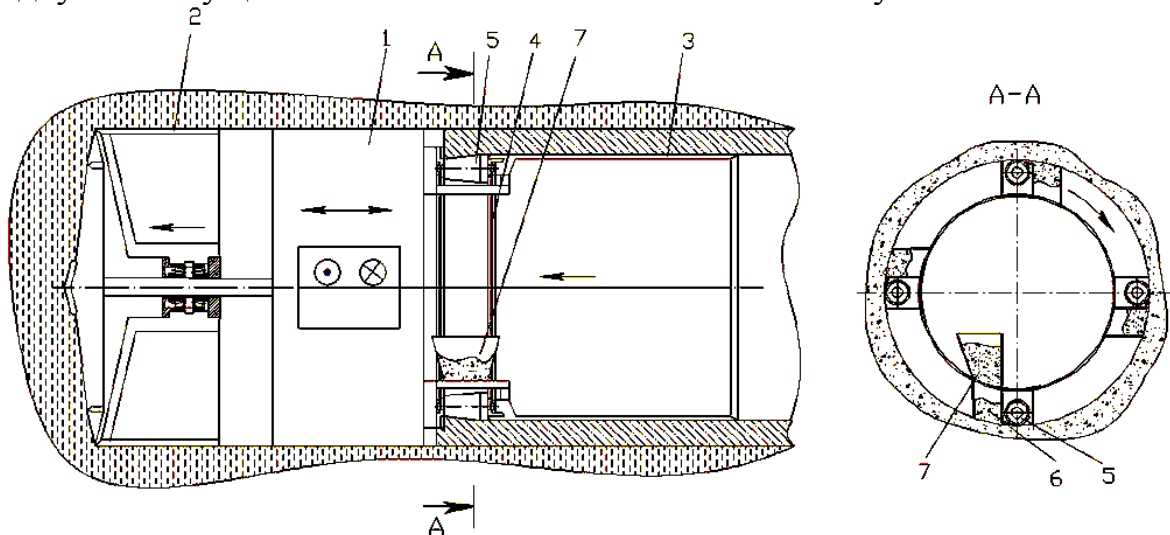


Рис.1.4. Схема прохідницького щита з роликовим формуванням монолітної обробки тунелю (привід ротора, шнековий і стрічковий конвеєри не показані)

Застосування роликового ущільнення при зведенні монолітної обробки, на відміну від пресування, дозволяє проводити її армування. Використання даної схеми можливе для ґрунтів з різною міцністю, причому забезпечується можливість відслонення покритті тунелю після формування ґрунту або при міцності породи $f > 1$.

РОЗДІЛ 2

ВИБУХОВА ПІДГОТОВКА ВЕРТИКАЛЬНИХ ГЕОТЕХНІЧНИХ СПОРУД

2.1 Технологія зведення заглиблених споруд методом «стіна у ґрунті»

Підземні споруди в залежності від гідрогеологічних умов та глибини закладання споруджуються різними способами, основними є відкритий та закритий. При відкритому способі споруджується виробка після чого виконується комплекс будівельних робіт із зведення підземної споруди - стін, перекриттів та ін. При закритому способі виробка у ґрунті якщо і улаштовується то після зведення стін у ґрунті. Один із способів так і називається «стіна у ґрунті».

Сутність способу «стіна у ґрунті» полягає у тому, що у ґрунті улаштовуються траншеї різної конфігурації у плані, в яких зводяться огорожувальні конструкції підземної споруди із монолітного чи збірного залізобетону, потім під захистом цих конструкцій розробляється внутрішній ґрунт, улаштовується днище, внутрішні конструкції та перекриття.

Цей спосіб особливо перспективний під час зведення підземних споруд в умовах щільної міської забудови, при реконструкції та у гідротехнічному будівництві.

Використання технології «стіна у ґрунті» дозволяє споруджувати: протифільтраційні завіси; тунелі мілкового закладання; підземні гаражі, переходи та розв'язки автомобільних доріг; ємності для зберігання рідин та відстійники; фундаменти житлових та промислових будівель.

Як правило використовуються два основних способи реалізації даного методу: палевий та траншейний. У залежності від властивостей ґрунту та його вологості використовують два способи зведення стін – сухий та мокрий.

Сухий спосіб, коли не потрібний глиняний розчин, використовується для зведення стін у сухих стійких ґрунтах.

Мокрим способом зводять стіни підземних споруд у водонасичених нестійких ґрунтах, що, як правило, потребують їх кріплення у процесі розробки та під час укладання бетонної суміші. За цього способу під час роботи землерийної техніки стійкість стінок виїмок та траншей досягається заповненням їх глинистим розчином (суспензією), що має тиксотропні властивості. Тиксотропність це здатність розчину густіти у стані спокою та стримувати стінки траншеї чи виїмки від руйнування, але знову ставати рідиною під дією коливань.

Найкращі тиксотропні властивості мають бентонітові глини. Сутність дії глиняного розчину полягає у тому, що створюється гідростатичний тиск розчину на стінки ґрунту і таким чином унеможливується його руйнування, крім того на стінках утворюється плівка із глини товщиною 2 – 5 мм. Використання розчину глини дозволяє відмовитися від використання таких

допоміжних працесмких робіт як забивання шпунту, водопониження та заморожування.

У виїмках викопаних до необхідної глибини та ширини під захистом розчину бентонітової глини, розчин поступово заміщують монолітним бетоном чи збірним залізобетоном, сумішами глини із цементом чи іншими матеріалами у залежності від того із чого запроектовані стіни підземної споруди.

Палевий спосіб зведення споруд методом «стіна в ґрунті». Палевий, коли огорожувальні конструкції улаштовують із суцільного ряду вертикальних буронабивних паль. Бурове обладнання дає можливість улаштовувати «стіну у ґрунті» практично у любых ґрунтових умовах глибиною до 100 м.

Не доцільно використовувати даний метод у ґрунтах, що мають порожнини та є рихлими відвальними, а також на ділянках із залишками цегляної кладки, обломками бетонних та залізобетонних елементів, металевих конструкцій.

Для забезпечення високої якості виконання робіт, влаштування буронабивних паль можна розбити на такі етапи рис.2.1:

1. Підготовка обсадної бурової труби (бетоноводу): сталеві товстостінні труби (товщина стінки 16-20 мм) довжиною до 12 м зварюють до необхідної довжини в горизонтальному положенні на спеціальному стенді. На один кінець труби приварюється спеціальний конектор (з'єднувач). Підготовлена бурова труба з привареним конектором підіймається лебідкою бурового агрегату і фіксується в двох точках: нижній кінець – в отворі бурового ствола, верхній кінець – спеціальним обхватом до напрямної.

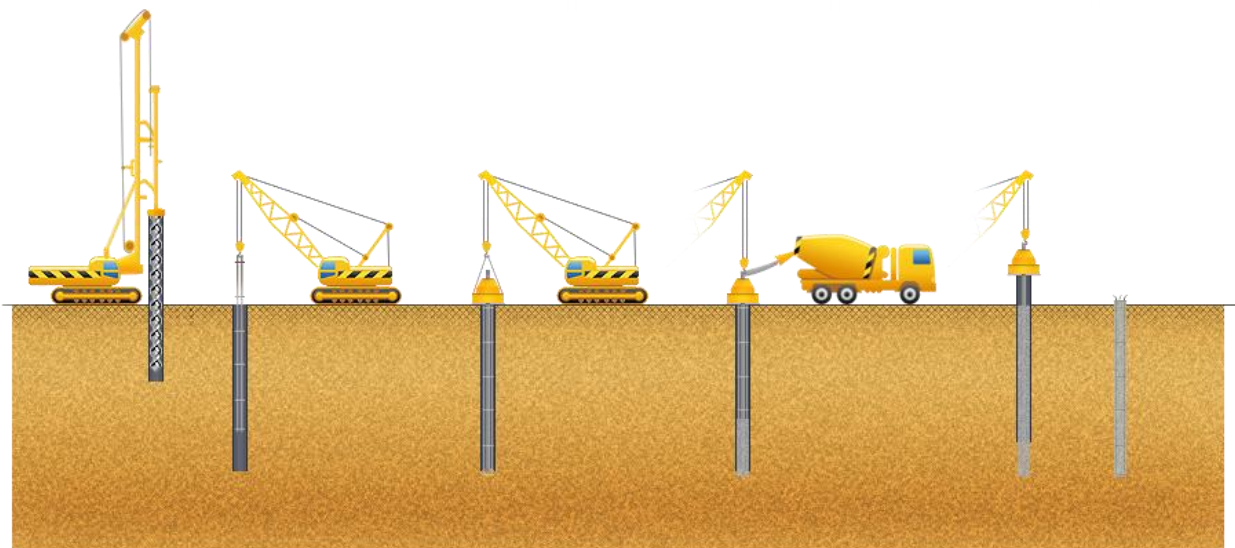


Рис. 2.1. Технологічна схема влаштування буронабивних паль.

2. Занурення палі. Труба встановлюється вертикально в двох площинах за допомогою гідравлічної системи щогли бурової установки. Забій для майбутньої палі створюється за допомогою обертально-

вдавлювального занурення системи «наконечник – бурова труба» до заданої позначки п'яти палі. Під час занурення системи в основу ґрунт розсувається в радіальному напрямку і одночасно ущільнюється. Так забезпечується тісніший контакт бутону з циліндричною ґрунтовою поверхнею забою. Усередині труби залишається вільних повітряний простір. Відсутність води в порожнині труби забезпечується герметичною прокладкою, що встановлюється в зоні з'єднання конектора і бурового наконечника.

3. Армування палі і бетонування. Арматурний каркас палі виготовляють на будівельному майданчику електродуговим зварюванням з фіксацією стрижнів в робочому положенні за допомогою спіралеподібної обмотки.

- Готовий арматурний каркас занурюється у внутрішню порожнину бурової труби на проектну позначку і фіксується за допомогою лебідки з маневровою стрілою, що знаходиться на буровій установці.

- Бетонну суміш подають через приймальну воронку за допомогою бункера із замковим механізмом, що підіймається лебідкою з маневровою стрілою до бурової труби, яка виконує функцію бетоновода. Після первинного заповнення зануреної до проектної позначки бурової труби і приймальної воронки бетонною сумішшю, проводиться витягання труби з ґрунту основи за допомогою регульованого знакозмінного обертання, з одночасним додаванням витягувального осьового зусилля. В міру витягання бурової труби відбувається укладання бетонної суміші в ті палі, з формуванням контактної зони паля - ґрунт.

Траншейний спосіб зведення споруд методом «стіна в ґрунті». Траншейний, коли огорожувальні конструкції улаштовують суцільною стіною із монолітного бетону чи залізобетону або із збірного залізобетону.

Для розробки траншеї шириною 500 – 1000 мм (інколи і до 2000 мм) під захистом розчину глини використовують землерийні машини загального призначення – грейфери, драглайни, зворотні лопати, бурові установки обертального чи ударної дії, а також і спеціальні ковшові, фрезерні та стругові установки.

Роботи із риття траншеї та виконання інших робіт поблизу розташованих фундаментів існуючих будівель необхідно виконувати окремими захватками, як правило у такій послідовності: перша, третя, друга, п'ята, четверта і т.д.

Довжину захватки призначають у межах 3 - 6 м та визначають за наступними критеріями: умовами забезпечення стійкості стінок ґрунту; прийнятою інтенсивністю бетонування; типом машин, що розробляють ґрунт; конструкціями та призначенням «стіни у ґрунті». Послідовність робіт показана на рис. 2.2.

Роботи розпочинаються із буріння торцевих свердловин на захватці. Потім – розробляється траншея ділянками або послідовно на всю довжину з постійним заповненням відкритої порожнини бентонітовим розчином із обмежувачами, що розподіляють траншею на окремі захватки. Після

монтажу арматурних каркасів здійснюється укладання бетонного розчину методом вертикального переміщення труби із витісненням глиняного розчину у запасну ємність або на сусідню захватку траншеї, на якій розробляється ґрунт.

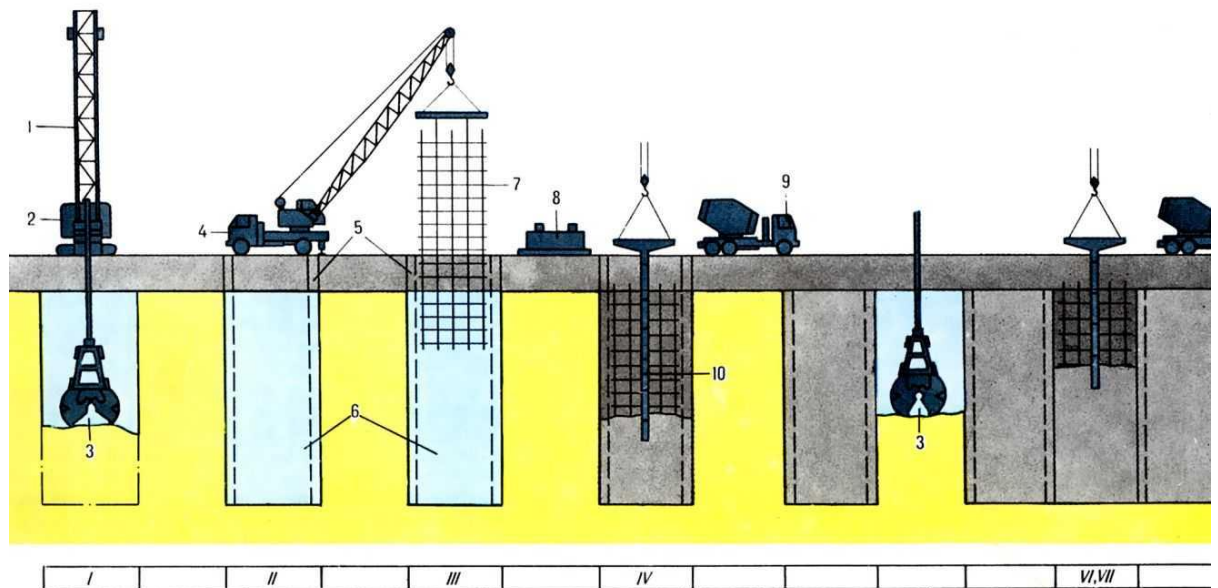


Рис. 2.2. Технологічна схема улаштування стіни у ґрунті: 1 – розробка траншеї на довжину захватки; 3 – установа обмежувачів (розділюючих захватки); 3 – монтаж арматурних каркасів; 4 – бетонування на захватці методом вертикального переміщення труби

Арматурний каркас із сталі періодичного профілю повинен бути вужчим за ширину траншеї на 10 – 12 см. Для зменшення товщини налипання глини арматуру перед опусканням у траншею необхідно змочувати водою. Бетонування здійснюється методом вертикального переміщення труби із безперервним укладанням бетонного розчину та рівномірним заповненням сумішшю усієї захватки знизу до верху. Бетонолитні труби – металеві труби діаметром 250 – 300 мм, із товщиною стінок 8 – 10 мм, горловина на об'єм труби, з ємний клапан нижче горловини та піжі із мішковиною.

Обмежувачі розмірів захваток: за глибини траншеї до 15 м – труби діаметром, меншим ширини траншеї на 30 – 50 мм; їх виймають через 3 – 5 годин після закінчення бетонування на захватці, а утворені порожнини одразу заповнюють бетонним розчином; за глибини траншеї до 30 м установають обмежувачі у вигляді сталевих листів, який приварений до арматурного каркасу; за необхідності лист підсилюють приваренням до нього швелерів; за ширини захватки більше трьох метрів бетонування необхідно вести через дві бетонолитні труби одночасно. Для підвищення пластичності бетону використовують пластифікатори.

Перериви у бетонуванні можуть бути до 1.5 години влітку та до 30 хвилин взимку. Бетонний розчин укладають до рівня, що перевищує висоту конструкції на 110 – 15 см для наступного прибирання бетону засміченого

глинистими частками. При використанні вібраторів їх укріплюють до нижнього кінця бетонолитної труби. У труб довжиною до 20 м використовують один вібратор, за довжини до 50 м – два. Труби на кордонах захваток обов'язково виймають, або використовують перемички із металевих листів із швелерами, що не виймаються.

Недоліком монолітної стіни у ґрунті є зниження зчеплення бетону із арматурою через глину, складно виконувати роботи у зимовий час, тому використовують збірний чи збірно – монолітний варіанти.

Недоліком збірного залізобетону – є необхідність у спеціальному оснащенні для виготовлення конструкцій, складність у транспортуванні та необхідність у потужних монтажних кранах. Крім того вартість конструкцій із збірного залізобетону вище ніж із монолітного.

Вертикальні пустоти між залізобетонними конструкціями при сухому способі заповнюють цементним розчином. При мокрому – зовнішню пазуху заповнюють цементно – піщаним розчином, а внутрішню – піщано – гравійною сумішшю. Зовнішнє заповнення у подальшому буде служити у якості гідроізоляції.

Використовують два варіанти збірно – монолітне рішення: 1 – нижня частина стіни до певного рівня улаштовують із монолітного бетону, вище із збірного залізобетону; 2 – збірні елементи використовують у вигляді опалубки – лицовки, що установлюють до внутрішньої поверхні траншеї, зовнішня порожнина заповнюється монолітним бетоном.

Комбінований спосіб зведення споруд методом «стіна в ґрунті». Якщо при виконанні вище наведених способів будівництва використати енергію вибуху, то можна отримати новий спосіб зведення споруди типу «стіна в ґрунті» за більш короткий термін, що також надає можливість скоротити використання важкого обладнання (рис.2.3).

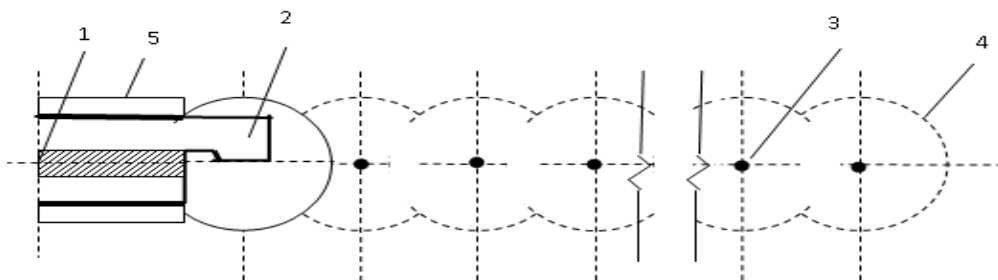


Рис. 2.3. Технологічна схема споруди: 1 - пустотні панелі з внутрішніми порожнинами; 2 – замкові виступи панелей; 3 – свердловини; 4 – порожнини в ґрунті; 5 – форшахта.

Технологія формування траншеї вибухом полягає у вибуруванні ланцюжка зближених вертикальних свердловин, їх заряджанні та підриванні. Утворені після вибуху зарядів порожнини при відстані між зарядами 0,8 м можуть утворювати суцільну щілину постійного перерізу.

Конструювання зарядів складної конфігурації в масиві ґрунту пов'язано з великими труднощами, тому більш доцільно є розосередження

маси ВР по довжині свердловини та підривання їх таким чином, щоб забезпечити ефект, який відповідає ефекту вибуху лінійного заряду тобто імітація заряду системою зарядів більш простої конструкції (рис.2.4).

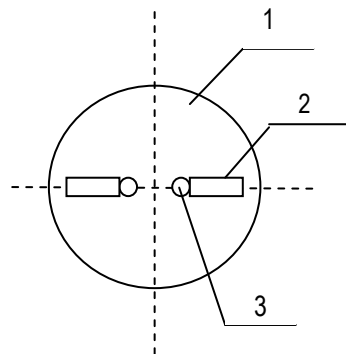


Рис. 2.4. Конструкція кумулятивного заряду направленої дії з невисокою концентрацією кумулятивного струму: 1 – свердловина; 2 – вибухова речовина розтягнутого прямокутного профілю; 3 – ініціюючий заряд.

З метою керування процесом формування суцільної щілини гірлянди зарядів розташовуються попарно у зарядних свердловинах в середній площині майбутньої вертикальної суцільної щілини.

Експериментально підтверджено основні результати аналітичних досліджень впливу довжини вертикального заряду та величини заглиблення його верхнього торця (висоти набивки) на параметри викиду [45].

Розвиток наведеної технології передбачає розробку ефективного способу утримання стінок спорудженої вибухом ділянки щілини від обвалення на час опускання бетонних панелей через добір типу та об'єму закріплюючих розчинів у свердловинах (вибуховій та «холостій»).

Перспективою розвитку методу є відмова від застосування опускних панелей та заповнення щілини в процесі її отримання протифільтраційними розчинами частково шляхом заповнення зарядних і «холостих» свердловин, а частково – з ємностей на поверхні одночасно з розширенням порожнин вибухом. В цьому випадку мають бути використані явища, які супроводжують вибух в системі свердловин – перемішування закріплюючих розчинів з ґрунтом у прилеглих до свердловини шарах, що піддаються інтенсивному деформуванню [46], гравітаційні сили та явище розрідження у вибуховій порожнині після різкого об'єму газів та їх температури.

Щодо безпеки методу будівництва споруд способом «стіна в ґрунті», то слід зауважити, що він ефективний як при одночасному підриванні системи зарядів, так і при послідовному підриванні окремих невеликих зарядів. Це дозволяє при необхідності забезпечити споруди на будівельному майданчику від сейсмічної дії.

2.2. Вибухова підготовка порожнини в слабозв'язаних ґрунтах

Аналіз вибухового утворення каверни в піщаних ґрунтах [47] показав, що розширення каверни виникає в результаті дії ударного імпульсу, який створюється від двох термодинамічних процесів: політропічного з коефіцієнтом політропи, близьким до 3 - х, та адіабатичним з коефіцієнтом адіабати в межах 1,15-1,30. Основний принцип теоретичного аналізу, застосований Станюковичем К.П. є порівняння ударного імпульсу від розширення газів, діючого на стінки каверни, з динамічною реакцією середовища. Енергія ударного імпульсу від політропи, як показують розрахунки, передає середовищу дію з напругами, вищими тиску руйнування кристалічних частинок середовища. Енергія адіабатичного розширення газів витрачається на пластичні деформації ґрунта до моменту переходу ударного фронту хвилі до рівняння пружної реакції. Формула за якою визначається кінцевий діаметр одиночної каверни має вид:

$$d_k = d_n \left(\frac{p_n}{p_c} \right)^{\frac{1}{2n}} \left(\frac{p_c}{\sigma_a} \right)^{\frac{1}{2\kappa}} \quad (2.1)$$

де d_k - кінцевий діаметр розширення одиночної каверни після вибуху заряду; d_n - початковий діаметр шпура (свердловини), з якого починається розширення каверни; p_n - початковий тиск детонаційних газів в каверні після вибуху; p_c - кінцевий тиск після розширення газів по політропі; σ_a - граничний тиск на контурі каверни, після якого закінчуються пластичні деформації і починається пружна деформація середовища через пружні хвилі в ґрунті.

Початкові параметри політропи p_n і v_n визначаються з умов щільності розподілу ВР в шпурі (свердловині) по перетину і по протяжності, якими формується швидкість детонаційних хвиль

$$p_n v_n = \frac{D^2}{n+1} \quad (2.2)$$

де D - швидкість хвилі детонаційних газів в каверні.

Відношення $\frac{p_n}{p_c}$ може бути подано такою залежністю:

$$\left(\frac{p_n}{p_c} \right)^{\frac{1}{n}} = \left(\frac{p_n v_n}{p_c v_c} \right)^{\frac{1}{n-1}} = \left(\frac{D^2}{(n+1)(\kappa-1) \left(Q - \frac{D^2}{2(n^2-1)} \right)} \right)^{\frac{1}{n-1}} \quad (2.3)$$

де $p_c v_c = (\kappa-1) \left(Q - \frac{D^2}{2(n^2-1)} \right)$, Q - питома теплота вибуху.

Як показують розрахунки параметрів вибуху в піщаних ґрунтах p_c є величиною порядку 150 МПа, що дорівнює граничному стиску на початку руйнування кристалічних частинок піску. При напругах нижчих цієї величини, енергія вибуху витрачається на динаміку руху ґрунта і пластичні деформації.

Із умови політропічного стиску $p_c v_c^n = p_n v_n^n$ і залежностей (2.2) і (2.3) при заданих величинах p_c і v_n можна скласти рівняння для визначення величини $\chi^2 = \frac{D^2}{n+1}$ в залежності від параметрів, які прийняти постійними: G , n , Q , κ .

Із політропічного розширення газів маємо:

$$v_c = v_n \left(\frac{p_n}{p_c} \right)^{\frac{1}{n}} = v_n \left(\frac{\chi^2}{\left(Q - \frac{\chi^2}{2(n-1)} \right) (\kappa - 1)} \right)^{\frac{1}{n-1}} \quad (2.4)$$

підставляючи в (2.4) $v_c = \frac{1}{p_c} \left(Q - \frac{\chi^2}{2(n-1)} \right) (\kappa - 1)$ і $\chi^2 = X \cdot 10^6$, отримаємо рівняння третього порядку для визначення X . Для числової оцінки покладено $Q = 1000 \frac{\text{ккал}}{\text{кг}} = 4,18 \cdot 10^6 \frac{\text{Дж}}{\text{кг}}$; $n = 3$, $\kappa = 1,25$, $p_c = \sigma_s = 150 \text{ МПа}$, $v_n = \frac{\pi d_n^2}{4G} \frac{M^3}{\text{кг}}$, $G = 1,2 \frac{\text{кг}}{\text{м}}$.

При початковому діаметру каверни (діаметру шпура) $d_n = 0,04 \text{ м}$

$$\sigma_s^2 v_n^2 \chi^2 = \left(Q - \frac{\chi^2}{2(n-1)} \right)^3 (\kappa - 1)^3 \quad (2.5)$$

і χ буде дорівнювати $0,5 \cdot 5 \cdot 10^3 \text{ м/с}$, тобто $\frac{1}{2}$ швидкості детонаційної хвилі.

Якщо вибух виконується в свердловині заповненій тільки повітрям діаметром $0,08 \text{ м}$, то швидкість детонаційної хвилі буде дорівнювати $2,8 \cdot 10^3 \text{ м/с}$, а початковий тиск 117 МПа при кінцевому діаметрі каверни $0,765 \text{ м}$. Якщо ж свердловина буде заповнена рідиною (або суспензією з коагулюючим та в'язучим матеріалом) то зміна діаметру свердловини не змінює об'єм детонаційних газів і швидкості детонаційної хвилі. Напруги на контурі свердловини змінюються тільки за рахунок зміни діаметра свердловини. Так при збільшенні діаметра свердловини до $0,08 \text{ м}$ початковий тиск буде мати величину:

$$p_n = \frac{D^2}{n+1} \cdot \frac{4G}{\pi d_n^2} = \frac{25 \cdot 10^6}{4} \cdot \frac{4 \cdot 1,2}{\pi \cdot 8^2 \cdot 10^{-4}} = 1490 \text{ МПа}.$$

Отримане значення напруги на контурі свердловини на порядок вище напруги, яка утворюється на стінках свердловини, заповненою тільки повітрям при атмосферному тиску.

Якщо за мету поставлено утворення порожнини по лінії пробурених свердловин, то розширення порожнин із умови роботи заряду тільки в одному напрямку без радіального деформування буде проходити з меншими витратами енергії. Для такого роду розширення необхідно з самого початку провести пробій між свердловинами.

Розглянемо фрагментарно динаміку утворення суцільної порожнини між пробуреними свердловинами, в яких розміщені заряди. Як показує аналіз розширення каверн циліндричної форми до моменту з'єднання порожнин каверн такий механізм утворення суцільної порожнини потребує близького розташування свердловин і приводить до нерівномірності ширини порожнини при цьому виконується багато непотрібних витрат енергії для утворення порожнини. Щоб зменшити енерговитрати на радіальне розширення циліндричних каверн необхідно перевести в певній мірі роботу вибуху на простір між свердловинами. Технологічним вирішенням цієї задачі може бути використання вибуху подвоєних зарядів повздовжнього перетину з однобоковим розташуванням ініціюючого заряду або кумулятивних зарядів невисокої концентрації кумулятивного струму [48].

При утворенні пробивного отвору між свердловинами, які знаходяться на відстані l_1 , виникає дія струмів, які ідуть на зустріч, утворюється ударна реакція струменів і розширення отвору від місця зустрічі хвиль в зворотному напрямку. Тиск в порожнині, який утворюється після бокового удару при наявності рідини визначається формулою:

$$p_{2n} = \frac{D^2}{n+1} \cdot \frac{G}{\xi d_{2n} l_1} \quad (2.6)$$

де ξ - коефіцієнт нерівномірності ширини порожнини за рахунок звуження в місцях утворення отвору між свердловинами; d_{2n} - ширина порожнини по центру свердловини.

В момент пробію отвору можна прийняти $\xi = 0,8$.

Після утворення пробію приймається, що подальше розширення порожнини проходить під дією адіабатичного розширення газів за формулою:

$$\Delta_\kappa = \Delta_{2n} \left(\frac{p_{2n}}{p_c} \right)^{\frac{1}{n}} \cdot \left(\frac{p_c}{p_\kappa} \right)^{\frac{1}{\kappa}} \quad (2.7)$$

Проведемо розрахунок ширини порожнини при $\xi = 0,8$, $d_{2n} = 0,08$ м, $l_1 = 2d_{2n} = 0,16$ м, $n = 3$, $\kappa = 1,3$, $D = 2,8 \cdot 10^3$ м/с.

$$p_{2n} = \frac{2,8^2 \cdot 10^6}{4} \cdot \frac{1,2}{0,8 \cdot 0,08^2 \cdot 2} = 229 \text{ МПа}; \quad \frac{p_{2n}}{p_c} = \frac{229}{150} = 1,53;$$

$$\Delta_{2n} = \xi \cdot 2 \cdot 0,08^2 = 64 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2; \quad \Delta_\kappa = 1,6 \cdot 64 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{229}{150} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{150}{0,6} \right)^{\frac{1}{1,3}} = 0,84 \text{ м}.$$

2.3 Утворення порожнин в ґрунтах з використанням направлено діючих зарядів

Процес утворення порожнин в піщаних ґрунтах камуфлетними кавернами циліндричної форми показав, що при такій вибуховій технології значна частина вибухової енергії використовується на подрібнення

кристалічних частинок ґрунту, і в меншій мірі на розширення порожнин внаслідок пластичних деформацій [45].

Характер термодинамічних процесів в порожнинах, заповнених детонаційними газами, як визначено експериментальними даними, майже в повній мірі відповідає послідовності руйнівних, пластичних і пружних процесів, які відбуваються за межами порожнини. Так політропічний процес розширення каверн з показником політропи $n=3$ повністю співпадає з періодом руйнуванням ґрунтових часточок, при цьому відбувається зниження тиску в каверні від p_n до $150-160 \text{ МПа}$, після чого в ґрунті продовжується тільки процес пластичної течії, який в порожнині відображається в вигляді адіабати Пуассона. При цьому енергія політропічного процесу складає величину

$$E_1 = \int_{v_n}^{v_g} p dv = \frac{1}{n-1} (p_n v_n - p_c v_c) \quad (2.8)$$

де p_c і p_n - відповідно початковий і кінцевий тиск політропічного процесу; v_c і v_n - об'єми детонаційних газів на одиницю маси газу в початковий момент і в момент переходу політропічного розширення до адіабати Пуассона.

При цьому мають місце залежності:

$$p_c v_c = (k-1) \left(Q - \frac{D^2}{2(n^2-1)} \right) \quad (2.9)$$

$$p_n v_n = \frac{D^2}{n+1} \quad (2.10)$$

де Q - питома теплота вибуху на один кг маси ВР, ккал/кг; D - швидкість детонації, м/с; k - коефіцієнт адіабати Пуассона.

Виходячи із залежності (2.9) і (2.10), а також із значення початкового об'єму каверни

$$v_n = \frac{\pi r_0^2}{G}, \quad (2.11)$$

визначимо енергію політропічного процесу при наступних значеннях величин: $D = 5 \cdot 10^3 \text{ м/с}$; $n = 3$; $k = 1,25$; $r_0 = 0,02 \text{ м}$; $G = 1,2 \text{ кг} \cdot \text{м}^{-1}$; $Q = 1000 \text{ ккал/кг} = 4,18 \cdot 10^6 \text{ Дж/кг}$

$$v_n = \frac{V_n}{G} = \frac{\pi r_0^2}{G} = \frac{\pi \cdot 2^2 \cdot 10^{-4}}{1,2} = 10,5 \cdot 10^{-4} \frac{\text{м}^3}{\text{кг}}; \quad p_n = \frac{25 \cdot 10^6}{4 \cdot 10,5 \cdot 10^{-4}} = 0,6 \cdot 10^4 \text{ МПа}$$

$$p_n v_n = 6,30 \cdot 10^6 \frac{\text{Дж}}{\text{кг}}; \quad p_c v_c = 0,25 \left(4,18 \cdot 10^6 - \frac{5^2 \cdot 10^6}{2 \cdot 8} \right) = 0,655 \cdot 10^6 \frac{\text{Дж}}{\text{кг}}$$

$$E_1 = \frac{1}{2} (6,25 - 0,655) \cdot 10^6 = 2,8 \cdot 10^6 \frac{\text{Дж}}{\text{кг}}.$$

Енергія розширення газу за адіабатою Пуассона складає величину

$$E_2 = \frac{p_c v_c - p_a v_a}{k-1} \quad (2.12)$$

де v_a – кінцевий об'єм адіабатичного розширення газу; p_a - граничне значення тиску, нижче якого реакція середовища є пружною.

Залежність між початковим об'ємом газів в момент після вибуху і питомим об'ємом газів при переході середовища в пружний стан визначається формулою:

$$v_a = v_n \left(\frac{p_n}{p_c} \right)^{1/n} \cdot \left(\frac{p_c}{p_a} \right)^{1/k} \quad (2.13)$$

Для порожнини мають місце залежності:

$$\left(\frac{p_n}{p_c} \right)^{1/n} = \frac{v_c}{v_n} \quad (2.14)$$

$$v_c = v_n \left(\frac{p_n v_n}{p_c v_c} \right)^{1/n-1} \quad (2.15)$$

підставляючи (2.15) в (2.14), знайдемо

$$\left(\frac{p_n}{p_c} \right)^{1/n} = \left(\frac{p_n v_n}{p_c v_c} \right)^{1/n-1} \quad (2.16)$$

$$\left(\frac{p_c}{p_a} \right)^{1/k} = \left(\frac{p_c v_c}{v_c p_a} \right)^{1/k} = \left(\frac{p_c v_c}{p_a} \right)^{1/k} \cdot v_n^{-1/k} \left(\frac{p_c v_c}{p_n v_n} \right)^{1/(k(n-1))} \quad (2.17)$$

Підставивши (2.16) і (2.17) в (2.13) знаходимо

$$v_a = v_n^{\frac{k-1}{k}} \left(\frac{p_c v_c}{p_a} \right)^{\frac{1}{k}} \cdot \left(\frac{p_c v_c}{p_n v_n} \right)^{\frac{1}{k(n-1)}} \quad (2.18)$$

Отримана залежність (3.18) дозволяє вирахувати по формулі (2.12) енергію адіабатичного розширення газу при відомих величинах p_a і k . При $k=1,25$ і $p_a=0,6$ мПа маємо,

$$E_2 = \frac{0,655 - (10,5 \cdot 10^{-4})^{0,2} \cdot 0,6 \cdot \left(\frac{0,655}{0,6} \right)^{1,25} \left(\frac{0,655 \cdot 4}{25} \right)^{1,25}}{0,25} \cdot 10^6 = 2,364 \cdot 10^6 \frac{\text{Дж}}{\text{кг}}$$

Наведені розрахунки показують, що при утворенні циліндричних порожнин в піщаних ґрунтах середньої крупності більше ніж половина енергії детонаційних газів витрачається на подрібнення частинок середовища.

Використовуючи формули (2.15) і (2.18), розглянемо процес утворення каверни при циліндричному розширенні детонаційних газів. Якщо розширення детонаційного газу після вибуху відбувається без виходу газу із каверни, то робота по розширенню каверни буде відбуватися при постійному значенні $p_n v_n$ при зміні початкового об'єму v_n в межах політропічного і адіабатичного процесів. Оскільки перехідний тиск p_c пов'язаний в піщаних ґрунтах з руйнуванням частинок, то p_c може вважатися постійною величиною, але швидкість пластичної деформації буде залежати від зміни p і виду деформаційного процесу.

Радіус каверни на стику політропи і адіабати вирахуємо виходячи з формули (2.15). Оскільки $v_c = \frac{\pi r_c^2}{G}$, а $v_a = \frac{\pi r_a^2}{G}$ то радіуси r_c і r_a будуть визначені залежностями

$$r_c = r_n \left(\frac{p_n v_n}{p_c v_c} \right)^{\frac{1}{2(n-1)}} \quad (2.19)$$

$$r_a = \frac{r_n^{\frac{k-1}{k}}}{\pi^{0,4}} \left(\frac{p_c v_c}{p_a} \right)^{\frac{1}{2k}} \left(\frac{p_c v_c}{p_n v} \right) \quad (2.20)$$

$$n=3; k=1,25; p_n v_n = \frac{25 \cdot 10^6}{4} \frac{\text{Дж}}{\text{кг}}; \quad p_c v_c = 0,655 \cdot 10^6 \frac{\text{Дж}}{\text{кг}}; \quad p_c = 150 \text{ МПа};$$

$$p_a = 0,6 \text{ МПа}; \quad r_a = 0,695 r_n^{0,2}$$

Із наведених даних слідує, що при заданому розподілу ваги вибухової речовини по довжині шпура (1,2 кг/п.м) при збільшенні діаметра свердловини більше 200 мм діаметр каверни залишається величиною, близькою до 0,9 м.

Розглянемо яким чином можна забезпечити направлену дію вибуху і послідовне розширення детонаційних газів, щоб робота подрібнення частинок ґрунту була мінімальною. Якщо заряди розташувати в свердловинах так, як показано на рис.2.5, то епіюра ударного імпульсу буде мати еліпсоїдальну форму [48].

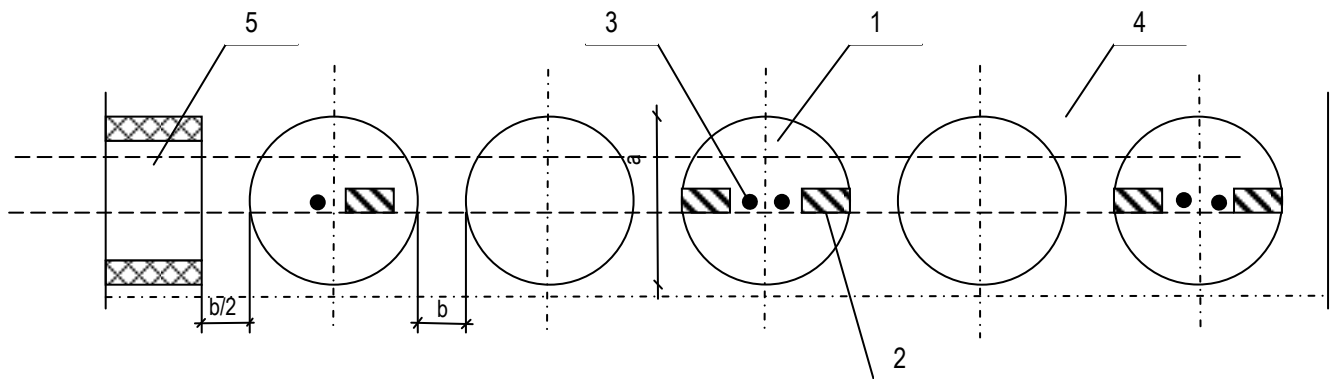


Рис. 2.5. Розміщення зарядів і свердловин для утворення камуфлетних порожнин: 1 – свердловина, 2 – заряд, 3 – заряд-ініціатор, 4 – контур створюваної порожнини, 5 – вставлена збірна конструкція

Така конструкція заряду при вибуху викликає наступні дії:

- 1) пробиваються проміжки між свердловинами з частковим руйнуванням частинок ґрунту на фронті ударного імпульсу;
- 2) передається частина енергії детонаційних газів на стискання і кінематику розчину, яким заливаються свердловини для кольматації стінок свердловин;
- 3) відбиті ударні хвилі, які утворюються при зустрічі фронтів ударних імпульсів, розширюють щілину між свердловинами, утворюючи суцільну порожнину.

Якщо в першому наближенні прийняти, що направлена ударна хвиля на фронті максимального тиску утворює щілину шириною, близькою до радіуса свердловини, то це складає в одному напрямку $1/6$ довжини кола циліндричної свердловини, а це означає, що на цій довжині кола концентрується половина енергії вибуху. Що після зустрічі ударних імпульсів призводить до розширення щілини між свердловинами з руйнуванням частинок ґрунту, яке зумовлює нераціональні витрати енергії вибуху. Тому доцільно між зарядними свердловинами розташувати незаряджені свердловини, заповнені кольматуючим і твердіючим розчином, в якому при зустрічі направлених ударних хвиль реактивна енергія при відбитті буде розширювати щілину між свердловинами з одночасним нагнітанням розчину із порожнини в ґрунт з кольматацією і закріпленням стінок порожнини розчином швидкого твердіння під тиском детонаційних газів.

2.4 Визначення в'язкості системи з урахуванням дії енергії вибуху

Вибір матеріалу заповнювача слід проводити на основі техніко-економічного порівняння із врахуванням наступних факторів: деформативні та міцнісні властивості матеріалу повинні відповідати очікуваному напружено-деформованому стану оточуючого ґрунту та прилеглих споруд і будівель; так як матеріал заповнювача повинен бути швидко твердіючим то необхідно звернути увагу на тріщиноутворення при твердінні.

Його вибір та технологія подачі в свердловину повинна бути пов'язана із технологією розробки.

Глиноцементний розчин для заповнення свердловин повинен відповідати наступним вимогам: об'ємна вага $1,5-1,8 \text{ гс/см}^3$; проектна міцність при стисканні твердіючого розчину не більше 30 кгс/см^2 . При приготуванні глиноцементного розчину повинні застосовуватися глини та суглинки із вмістом не більше 30% частинок розміром менше $0,005 \text{ мм}$; цементу будь-якої марки, стійкі до хімічного складу підземних вод.

Як відомо, кольматація ґрунту проводиться для закріплення стінок свердловини або порожнин при заповненні їх глинястим розчином по всій глибині. Стійкість стінок по всій глибині свердловини в існуючій технології спорудження „стіни в ґрунті” забезпечується кольматацією ґрунту та додатковим тиском від ваги розчину, який залишається в порожнинах до закладки збірних панелей або заливання монолітного бетону. В умовах вибухової дії розчин повинен перейти за стінки порожнини з кольматацією і частковим твердінням, що може забезпечити стійкість стінок від статичного тиску ґрунтової маси і динамічної дії відбитої пружної хвилі, яка утворюється при зменшенні тиску на фронті ударної хвилі до граничного значення пружного тиску. За експериментальними даними, отриманими авторами, цементно-піщаний розчин в умовах всесторонньої дії вибухового імпульсу максимального тиску $(1,5-2) \cdot 10^5 \text{ МПа}$ перетворюється в кристалічну структуру. В умовах дії початкового стискання від детонаційних газів при

імпульсному максимумі, який має порядок $(4-5) \cdot 10^3$ МПа, звичайно кристалізація розчину миттєво не виникає, але швидке твердіння має місце і на контурі порожнини закріплення ґрунту в певній мірі забезпечує додаткову до кольматації стійкість стінок порожнини. Якщо утворення відбитої хвилі при переході до пружних деформацій буде здійснюватися на відстані до 25-30 м від стінки порожнини, то при деякому значенні в'язкості суміші ґрунту з розчином тиск на фронті зворотної хвилі може бути меншим напруги, яка викликає руйнування стінок порожнини.

Розглянемо рух зворотної хвилі після закінчення пластичної деформації ґрунтового середовища, коли напруги на фронті хвилі знизяться до величини порядку 0,6 МПа. Приймаючи, що ґрунт під дією динамічних напруг, які утворюються хвилею, працює як в'язкопружне тіло, складемо рівняння руху плоскої хвилі повздовжніх коливань з врахуванням в'язкої дисипації енергії коливань:

$$(\lambda + 2\mu) \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial x^2 \partial t} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (2.21)$$

де λ , μ - константи Ляме; u - переміщення ґрунту при хвильових деформаціях; η - коефіцієнт в'язкості; ρ - щільність ґрунту.

Рішення рівняння (2.21) подамо в характеристиках

$$u = A \exp(-vq^2 t) \cdot \sin(kx - pt) \quad (2.22)$$

де $v = \frac{\eta}{\rho}$ - коефіцієнт кінематичної в'язкості;

$$q = \pm ik; \quad p = vq^2 \sqrt{\frac{c^2}{v^2 q^2} - 1}; \quad c = \left(\frac{\lambda + 2\mu}{\rho} \right)^{\frac{1}{2}} - \text{швидкість переміщення}$$

повздовжніх хвиль.

В момент переходу пружно-пластичної хвилі в пружну (при $t=0$, $x=0$),

$$(\lambda + 2\mu) \frac{\partial u}{\partial x} = \sigma_a. \text{ Отже}$$

$$A = \frac{1}{k} \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \Big|_{x=0, t=0} = \frac{\sigma_a}{(\lambda + 2\mu)k} \quad (2.23)$$

Вирахуємо, яка повинна бути в'язкість системи, щоб в момент приходу зворотної пружної хвилі до стіни порожнини тиск на фронті не перевищував потрібної величини. Якщо відстань від порожнини до точки переходу фронту пружно-пластичної хвилі до пружної складає величину Z , то час ходу пружної хвилі до стінки порожнини буде дорівнювати $t_1 = Z/c$. Щоб дія на стінки не призвела до їх обрушення, необхідно щоб тиск на фронті був меншим ніж міцності ґрунту з розчином, отвердіння якого внаслідок спонтанності процесу не є суцільним по площі стінок.

Уявимо, що міцність кольматованих і закріплених твердінням стінок витримує $0,1\sigma_a$. Відстань до точки утворення пружної хвилі при заданих параметрах вибуху, які розглянуті вище, складає приблизно 25м. При

швидкості ходу хвилі $\sim 250 \text{ м/с}$; $t = 25/250 = 0,1 \text{ с}$. Якщо в'язкою системою є вода, то коефіцієнт в'язкості η дорівнює $1 \text{ мПа}\cdot\text{с}$ [49]. Відповідно до формули Ейнштейна в'язкість суспензій збільшується при збільшенні концентрації в розчині частинок, а також в залежності від їх обтікає мості.

$$\eta = \eta_0 (1 + 2\varphi) \quad (2.24)$$

На початку зворотної пружної хвилі ($t=0, x=0$)

$$u = A; (\lambda + 2\mu) \frac{\partial u}{\partial x} = \sigma_a \quad (2.25)$$

В момент підходу до порожнини $t=t_1$

$$|p_{t1}| = (\lambda + 2\mu) \frac{\partial u}{\partial x} = \sigma_a e^{-vq^2 t_1 \cdot \sin(kx - pt)} \quad (2.26)$$

Максимальний тиск в момент контакту має бути при $\sin(kx - pt) = 1$.

Величина максимального тиску на фронті хвилі відповідно до (2.26), буде мати значення

$$|p_{t1}| = \sigma_a e^{-vq^2 t_1} \quad (2.27)$$

де $t_1 = Z/c$ при $c = 250 \text{ м/с}$, $Z = 25 \text{ м}$, $t_1 = 0,1 \text{ с}$.

Мінімальне значення q буде дорівнювати $|q_{\min}| = k = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{1}{Z} = \frac{\pi}{2 \cdot 10} = 0,157$.

Коефіцієнт в'язкості, наведений в формулі (2.24), вираховується для розбавлених суспензій, тобто при $\varphi < 1$. В даному випадку, навіть в водонасичених ґрунтах, $\varphi \approx 0,9$. Але, як показують наведені в [50] дані, наближена оцінка в'язкості може бути проведена і для піщаного ґрунтового середовища. Значення кінематичної в'язкості ν складає величину порядку

$$1,2 \cdot 10^3 \text{ м}^2 \cdot \text{с}, \text{ а показник дисипації } e^{-vq^2 t_1} = e^{-1,2 \cdot 10^3 \cdot 0,025 \cdot 10^{-1}} = \frac{1}{20}$$

Отже, отримана величина дисипативного зменшення амплітуди тиску у 20 раз менше граничного значення пружної міцності ґрунту і дорівнює $0,6/20 = 0,03 \text{ мПа}$.

Аналізуючи викладений матеріал можна зробити висновки, що конструкція заряду при вибуху викликає пробивання проміжків ґрунтового масиву між свердловинами з частковим руйнуванням частинок ґрунту на фронті ударного імпульсу. Частина енергії детонаційних газів передається на стискання і кінематику розчину, яким заповнюються свердловини для кольматації їх стінок. Відбиті ударні хвилі, які утворюються при зустрічі фронтів ударних імпульсів, розширюють щілину між свердловинами, утворюючи суцільну порожнину. Якщо свердловина заповнена в центрі вибуховою речовиною необхідної щільності, а залишковий простір водою або водою з дисперсними добавками, то тиск, переданий на стінки свердловини буде в декілька разів перевищувати тиск газів стінки, свердловини заповненої повітрям атмосферного тиску. Доцільно з умови зменшення енерговитрат від вибуху порожнину утворювати не

перекриванням при розширенні, а шляхом з'єднання свердловин при боковій пробійці вибухом [46, 51-54].

2.5 Розвиток камуфлетної порожнини при підриванні заряду в свердловині в присутності тампонажного матеріалу

Як відомо під час вибуху заряду вибухової речовини, розміщеного на визначеній глибині в ґрунтовому масиві, утворюється ударна стискуюча хвиля, швидкість розповсюдження якої залежить від тиску газів (потужності ВР) та щільності підриває мого середовища. Безпосередньо поблизу заряду напруження стискання перевищує міцність ґрунту, внаслідок чого ґрунт стискається та переміщується по радіусу дії вибуху в протилежному напрямку від центра ВР. Таким чином, навколо заряду утворюється замкнута порожнина круглого або еліптичного перерізу в залежності від конфігурації самого заряду та наявності поблизу вільної поверхні. Радіус порожнини може перевищувати первинний радіус заряду ВР в 6-10 разів і більше, що визначається структурою, пористістю та вологістю вихідного ґрунту. Внаслідок стискання ґрунту під час вибуху стінки порожнини, що утворюється ущільнюються, набувають стійкості, крім того, знижуються втрати на фільтрацію.

Викликані вибуховою хвилею напруження на деякій відстані від центру заряду становляться менше опору ґрунту на стиск, а енергія вибуху за межами зони пластичної деформації розповсюджується в ґрунті у вигляді двох пружних хвиль – подовжньої та поперечної. В цьому випадку швидкість вибухових хвиль визначається пружними властивостями та щільністю ґрунту і на відносно великій відстані від центру заряду не залежить від його розміру. Найбільше стискаюче напруження в ґрунтах формується, як правило подовжньою хвилею, швидкість розповсюдження якої значно більше поперечної.

Теорія дії та розповсюдження ударної хвилі стискання в щільних середовищах, що деформуються розглядається в [55] з врахуванням законів термодинаміки (збереження маси, кількості руху та енергії). Зміна фізико-механічних властивостей ґрунтового масиву в залежності від параметрів вибухових хвиль вивчено недостатньо через складність динамічних процесів. В цьому випадку застосування методів моделювання для вивчення явища вибуху в складних геологічних умовах, дозволяє краще оцінити дуже складний процес.

Вивчено закономірності утворення подовженої вибухової порожнини в присутності концентрично розташованих шарів структурно нестійкого ґрунтового масиву з використанням направлено діючої системи зарядів, оточених кольматуючим розчином. На відмінну від природної кольмотації, коли проходить повільне проникнення в ґрунт розчину під дією власної ваги та ваги води, вибухова кольмотація пор або тріщин заснована на дії вибухових хвиль в рідкому середовищі. При цьому мілко дисперсні частинки

ін'єктуються в глибокі шари ґрунту і закупорюють порові канали та тріщини, створюючи тим самим потужний шар міцного ґрунту.

На рис. 2.6 зображено технологічне рішення, яке полягає в підриванні заряду 1 в свердловині, заповненій тампонажним матеріалом 2, внаслідок чого формується вертикальна порожнина 3 при наявності на поверхні ємності з важким заповнювачем 4 для подачі розчину в розширювану порожнину до її обвалення.

Рух продуктів детонації (ПД), тампонажного матеріалу (ТМ) і ґрунту описується законами збереження імпульсу, маси і внутрішньої енергії, які для випадку осової симетрії мають вигляд [55]

$$\rho \left(\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial r} \right) = \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r}, U = \frac{\partial r}{\partial t} \quad (2.28)$$

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{1}{r} \frac{\partial (r \rho U)}{\partial r} = 0 \quad (2.29)$$

$$\frac{\partial E}{\partial t} + P \frac{\partial V}{\partial t} - V(S_r \dot{\epsilon}_r + S_\theta \dot{\epsilon}_\theta + S_z \dot{\epsilon}_z) = 0 \quad (2.30)$$

$$\sigma_i = S_i - P, (i = r, \theta, z) \quad (2.31)$$

де ρ – поточна щільність; U – швидкість; t – час; P – середній гідростатичний тиск; r, θ, z – циліндричні координати; σ_i, S_i – компоненти тензора і девіатора напружень; $V = V/V_0$, V , V_0 – відносний поточний і початковий питомі об'єми.

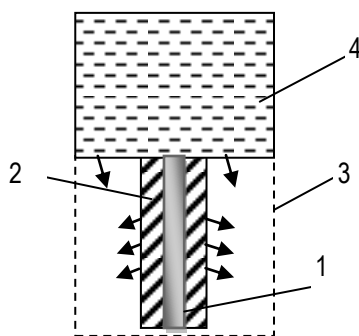


Рис. 2.6. Схема розрахунку. 1 – заряд, 2 – кольматуючий розчин, 3 – вибухова порожнина, 4 – ємність з заповнювачем

Крапки над величинами в (2.30) позначають операцію диференціювання. Для продуктів детонації $S_i = 0$. Для компонентів тензора швидкостей деформацій виконуються співвідношення

$$\dot{\epsilon}_r = \frac{\partial U}{\partial r}, \dot{\epsilon}_\theta = \frac{U}{r}, \dot{\epsilon}_z = 0 \quad (2.32)$$

Розширення продуктів детонації відбувається по двочленній ізентропі, рівняння якої запропоновано в [46]:

$$P = A\rho^N + B\rho^{\gamma+1} \quad (2.33)$$

З рівняння (2.33) при $P \rightarrow P_n$ слідує рівняння

$$P = P_n \left(\frac{\rho}{\rho_n} \right)^{k_n} \quad (2.34)$$

де k_n – показник ізентропи на фронті детонації хвилі. При $P \rightarrow P_0$ (P_0 – атмосферний тиск) з (2.33) слідує рівняння

$$P = P_0 \left(\frac{\rho}{\rho_0} \right)^{k_0} \quad (2.35)$$

де k_0, ρ_0 – показник ізентропи і щільність при $P = P_0$, P_n, ρ_n – значення тиску і щільності в точці спряження кривих (2.34) та (2.35).

Внутрішня енергія продуктів детонації на фронті детонаційної хвилі E складається з суми теплоти вибухового перетворення Q і енергії ударного переходу.

$$E = Q + \frac{P_n + P_0}{2} \left(\frac{1}{\rho_0} - \frac{1}{\rho_n} \right) \quad (2.36)$$

Константи A, B, N, γ в рівнянні (2.33) визначаються з наступних умов. Криві лінії (2.33) та (2.34) мають спільну точку (P_n, ρ_n) і дотичну в цій точці. Лінії (2.33) та (2.35) мають загальну дотичну при $P \rightarrow P_0$. Продукти детонації при розширенні від P_n до P_0 здійснюють роботу, рівну енергії вибухового перетворення. Ці умови разом з рівнянням (2.33) дають систему рівнянь для визначення вищеназваних констант.

$$k_n = \frac{N + B\rho_n^{\gamma+1}(\gamma + 1 - N)}{\rho_n}, \gamma = k_0 - 1, \\ Q = \frac{(\rho_n - \rho_0)(V_0 - V_n)}{2} = \frac{P_n - P_0}{\rho_0(N - 1)} + \frac{B\rho_n^\gamma(N - 1 - \gamma)}{\gamma(N - 1)} \quad (2.37)$$

Оскільки на фронті детонаційної хвилі виконуються умови

$$P_n = \frac{\rho_0 D_n^2}{k_n + 1}, \rho_n = \frac{\rho_0}{k_n} (k_n + 1) \quad (2.38)$$

де D_n – швидкість детонації, тоді константи A, B, N, γ в рівнянні (2.33) однозначно визначаються з рівнянь (2.37) – (2.38) при відомих детонаційних характеристиках вибухових речовин $(D_n, k_n, k_0, Q, \rho_0)$.

Грунт і тампонажний матеріал моделюється твердим пористим багатокомпонентним середовищем, рівняння стиснення і розвантаження якого має вигляд [55]

$$\dot{\varepsilon} = \phi(P, \varepsilon)\dot{P} - \frac{\alpha_1 \lambda(P, \varepsilon)}{\eta} \psi(P, \varepsilon) \quad (2.39)$$

В моделі прийнято, що рівняння розвантаження твердого та рідкого компонентів матеріалу збігаються з рівняннями їх навантажування.

Розвантаження прилеглого до порожнини масиву відбувається згідно з рівнянням

$$\varepsilon + 1 = \left[\frac{\gamma_{SR}(P - P_0)}{\rho_0 c_{SR}^2} + 1 \right]^{-1/\gamma_{SR}} + \left[\frac{\gamma_S(P_m - P_0)}{\rho_0 c_S^2} + 1 \right]^{-1/\gamma_S} - \left[\frac{\gamma_{SR}(P_m - P_0)}{\rho_0 c_{SR}^2} + 1 \right]^{-1/\gamma_{SR}} \quad (2.40)$$

де c_{SR} - швидкість звуку при розвантаженні середовища; γ_{SR} - показник ступеня в рівняннях об'ємного стиснення при розвантаженні середовища; P_m - тиск при досягненні об'ємною деформацією максимального значення ε_{1m} в порожнистому просторі.

Розвантаження середовища настає при досягненні деформацією ε_1 значення ε_{1m} , тобто при виконанні умови

$$\varepsilon_{1m} = \frac{1}{\alpha_1} (\dot{\varepsilon} - \sum_{i=2}^3 \alpha_i \varepsilon_i) = \frac{1}{\alpha_1} \left[\frac{\dot{V}}{V_0} - \sum_{i=2}^3 B_i (A_i (P - P_0) + 1)^{-1/\gamma_i} \dot{P} \right] = 0 \quad (2.41)$$

З умови (2.41) при $\varepsilon_1 = \varepsilon_{1m}$ можна визначити P_m

$$P_m = P_0 + [(1 + \varepsilon_{1m})^{-\gamma_S} - 1] \quad (2.42)$$

Рівняння об'ємного розвантаження середовища має вигляд (2.39). Умовою пластичності ґрунту є модифікована умова Мізеса-Боткіна, запропонована для опису пластичності ґрунтів С.С. Григоряном:

$$S_r = - \left(y_0 + \frac{k_t \cdot P}{1 + \frac{k_t P}{\tau - y_0}} \right) \\ S_\theta = -\frac{1}{2} S_r, \quad S_z = \frac{2(1 + k_t)}{1 + 2k_t} P \quad (2.43)$$

де y_0 - зчеплення ґрунту; k_t - коефіцієнт тертя; τ - граничне значення зсувної міцності.

Початковими умовами задачі є наступні:

$$U = 0, P = P_n, \rho = \rho_n \text{ при } 0 \leq r \leq r_0,$$

$$U = 0, P = 0, \rho = \rho_1 \text{ при } r_0 < r \leq r_n, U = 0, P = \sigma_r = 0,$$

$$\text{при } r > r_n,$$

$$(2.44)$$

де r_n – координата радіуса порожнини.

Граничними умовами задачі є: «непротікання», тобто на осі заряду швидкість $U = 0$; нерозривність напруження σ_r і швидкості U на рухомих контактах «ПД - ТМ» та «ТМ – ґрунт».

- Для апроксимації системи диференціальних рівнянь (2.28)...(2.44) застосовувався метод кінцевих різниць з використанням кінцево-різницевої схеми типу «хрест» другого порядку точності за просторовою та часовою координатами. В рішенні застосовано рухливу сітку, що автоматично розширюється з поширенням ударної хвилі. Як додатковий член до середнього гідростатичного тиску в різниці рівняння руху вводилась лінійно-квадратична штучна в'язкість, яка дозволяє вести наскрізні розрахунки як на гладких, так і на розривних течіях. Відповідно складено

алгоритм розрахунку хвильових процесів в продуктах детонації і в ґрунті, який використано в подальших рішеннях.

Для розрахунку розглядався вибух заряду амоніту №6ЖВ в суглинистому ґрунті з різним відсотком компонентів.

Фізико-механічні характеристики амоніту № 6ЖВ наступні:

$P_n = 3.54 \cdot 10^9$ Па, $\rho_n = 1000$ кг/м³, $n_0 = 2.71$, $\gamma = 1.25$, $A = 2.238$ Па(кг/м³)^{-n₀}, $B = 3.685 \cdot 10^5$ Па(кг/м³)^{-γ}.

При постійному радіусі заряду $r_0 = 0,02$ м варіювався радіус свердловини з тампонажним матеріалом в наступних межах $r_n = 0,05; 0,075; 0,1; 0,2$ м.

Константи для суглинистого ґрунту наступні:

$\rho_{20} = 1000$ кг/м³; $\rho_{30} = 2650$ кг/м³; $c_{20} = 1500$ м/с; $c_{30} = 4500$ м/с щільності і швидкості звуку при $P = P_0$ в рідкому і твердому компоненті відповідно; $\gamma_2 = 7$, $\gamma_3 = 4$ - показники ступеня в рівняннях типу Тета для рідкого і твердого компонентів; $\rho_0 = 1890$ кг/м³ - початкова щільність, $\rho_0 c_s^2 = 3 \cdot 10^7$ Па; $\rho_0 c_D^2 = 3.67 \cdot 10^9$ Па; $\rho_0 c_{SR}^2 = 3.8 \cdot 10^9$ Па - статичний і динамічний модулі та модуль розвантаження середовища; $\gamma_s = 4$, $\gamma_D = 7$, $\gamma_{SR} = 8$ - показники ступеня в рівняннях статичного і динамічного стиснення і розвантаження; $\alpha_1 = 0.05$; $\alpha_2 = 0.15$; $\alpha_3 = 0.8$, коефіцієнт вязкості $\eta = 2000$ Па·с; пористість $N = 20\%$.

Константи для тампонажного матеріалу наступні: $\alpha_1 = \alpha_2 = 0$, $\alpha_3 = 1$; $\rho_0 = \rho_{30} = 1077$ кг/м³; $c_{30} = 1600$ м/с - щільності і швидкості звуку при $P = P_0$; $\gamma_3 = 4$; $\rho_0 c_s^2 = 1.27 \cdot 10^7$ Па; $\rho_0 c_D^2 = 1.17 \cdot 10^9$ Па; $\rho_0 c_{SR}^2 = 0.8 \cdot 10^9$ Па - статичний і динамічний модулі та модуль розвантаження середовища; $\gamma_s = 4$, $\gamma_D = 7$, $\gamma_{SR} = 8$ - показники ступеня в рівняннях статичного і динамічного стиснення і розвантаження; $\alpha_1 = 0.05$; $\alpha_2 = 0.15$; $\alpha_3 = 0.8$, коефіцієнт вязкості $\eta = 12$ Па·с; пористість $N = 0\%$.

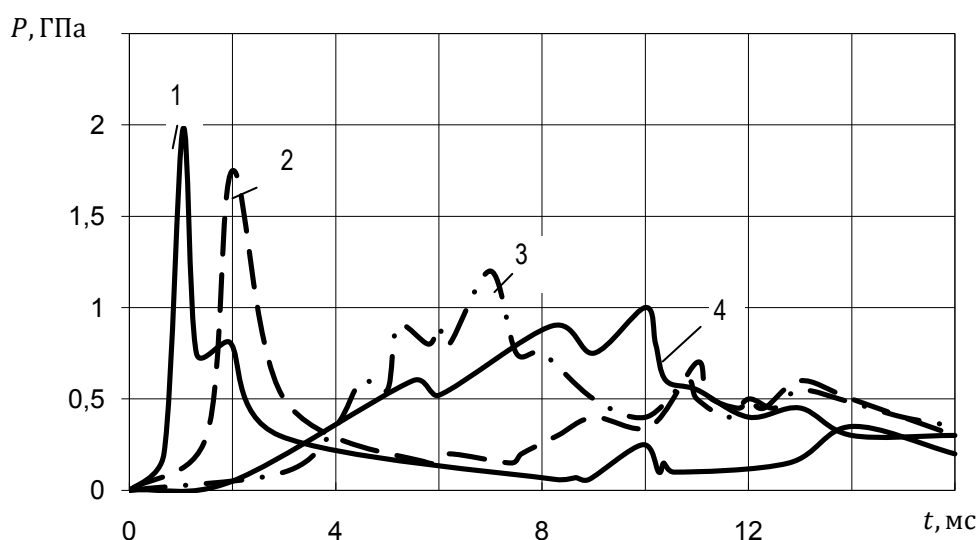


Рис. 2.7. Залежність тиску від часу при підриванні циліндричного заряду в суглинку на межі з продуктами детонації: 1, 2, 3, 4 - радіуси свердловини відповідно 0,05; 0,075, 0,1 і 0,2 м.

Час розвитку порожнини для розглянутих варіантів діаметра вибухової свердловини склав 15, 17, 20 і 26 мс відповідно.

На рис. 2.7 зображено залежність середнього гідростатичного тиску від часу при підриванні циліндричного заряду на межі з продуктами детонації при різних діаметрах тампонажної свердловини.

Для кожної кривої спостерігається наявність повторних максимумів тиску. Перший максимум відповідає приходу ударної хвилі в дану точку масиву. Другий максимум пов'язаний з тим, що хвиля, відбиваючись від більш щільного ґрунтового середовища, створює пік тиску. Далі ця хвиля відбивається на осі симетрії заряду і, переходячи в ґрунтовий масив, викликає третій максимум тиску. З графіків видно, що при збільшенні радіуса свердловини, незважаючи на зменшення максимального тиску, помітно зростає величина максимальної і залишкової об'ємної деформації середовища (рис.2.8).

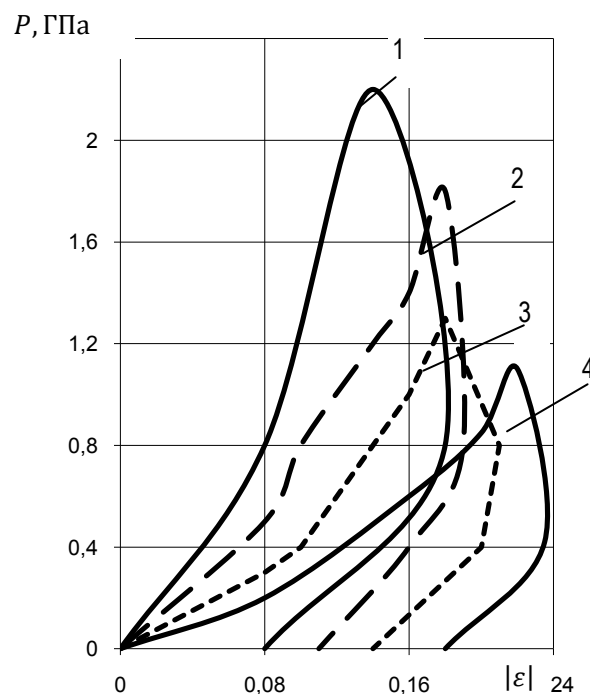


Рис. 2.8. Діаграми стиснення середовища на межі з порожниною: 1, 2, 3, 4 – радіуси свердловини відповідно 0,05; 0,075 і 0,1, 0,2 м

Це означає, що до певної межі буде зростати максимальний радіус порожнини, а отже, і час її розширення та схлопування. Таким чином, виконане теоретичне дослідження підтвердило спостережені в експериментах явища циклічного розширювання-схлопування вибухової порожнини в часі її розвитку, що є основою для подальших технологічних розробок.

З виконаного розв'язку задачі про розвиток вибухової порожнини за присутності в зарядній свердловині тампонуєчого розчину для розглянутих варіантів рішень і різних діаметрів зарядної свердловини та відповідно різним об'ємів тампонажного розчину і постійній величині заряду можна

визначити залежність між максимальним радіусом вибухової порожнини і радіусом зарядної свердловини з розчином (рис.2.9).

Явище коливання газової порожнини пов'язане з відбиттям хвиль від границь розділу середовищ і на осі циліндричного заряду; зі збільшенням діаметра зарядної свердловини зростає відносний радіус вибухової порожнини, а саме, збільшення радіуса свердловини вдвічі веде до зростання радіуса порожнини на 29%; максимальний тиск на межі «ПД – середовище» досягається при радіусі зарядної свердловини, рівному 0,05 м, мінімальний – при радіусі 0,2 м, але перший і наступні імпульси тиску при вибуху в свердловині діаметром 0,1 м мають значно більшу протяжність в часі, що сприяє більш повній передачі енергії середовищу і тягне за собою збільшення часу розвитку і розмірів газової порожнини; зі збільшенням радіусу зарядної свердловини значно збільшується величина максимальної і залишкової об'ємної деформації середовища.

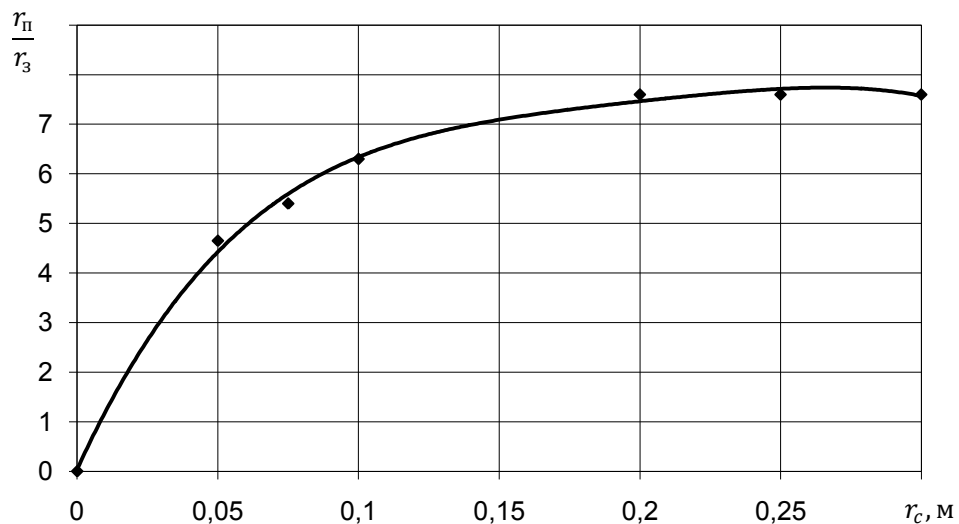


Рис. 2.9. Залежність між максимальним радіусом вибухової порожнини і радіусом зарядної свердловини з розчином

2.6 Методика проведення експерименту дослідження міцнісних характеристик в'язучих сумішей

В запропонованому вище методі формування ущільнених ділянок в ґрунтовому масиві одним із основних параметрів, який визначатиме його ефективність – це час тужавіння розчину, який впливатиме на вимивання в'язучих речовин із ущільненої ділянки масиву, а отже, і на його якість закріплення.

Для вивчення механізму впливу динамічного навантаження від дії вибуху поодинокого заряду на міцнісні характеристики закріплюючих розчинів в часі експериментально було проведено дослідження на стандартних зразках розміром 70,7×70,7×70,7мм., виготовлених на основі цементно-глинястого, цементно – піщаного і цементно – вапняного розчинів в нормальних умовах при усесторонній дії вибухового імпульсу та без нього.

Метою досліджень є встановлення залежностей зміни міцнісних характеристик різних типів закріплюючих розчинів в часі від дії динамічного навантаження при вибуху.

Характерною особливістю даних досліджень є те, що для отримання достовірної оцінки міцнісних характеристик, їхні показники повинні зніматися через кожні 7 днів, до досягання досліджуваних зразків-кубів проектної міцності (28 діб в нормальних умовах).

В лабораторних умовах встановлювалося оптимальне дозування реагентів, вивчалася можливість використання цементно-глинистого, цементно-піщаного та цементно-вапняного розчинів для ефективного закріплення ґрунтів та зміна міцнісних показників після затвердіння зразків у часі.

Для лабораторних досліджень використовувалися наступні матеріали:

- мілкозернистий пісок, висушений в термостаті до абсолютно сухого стану з наступним гранулометричним складом:

Таблиця 2.1

Гранулометричний склад мілкозернистого піску

Діаметр часток	2мм	1-2мм	0,5-1мм	0,25-0,5мм	0,1-0,25мм	<0,1мм
Зміст часток (%)	0,01%	1,85%	8,7%	60,3%	14,09%	15,05%

- цемент загально будівельного призначення ПЦ II/A – III – 400 відповідного ДСТУ Б.В.2.7-46-96.

Технічна характеристика цементу:

Межа міцності на стиск, МПа через 28 діб – 44,0-48,0.

Початок твердіння, хв. – 120-150.

Кінець твердіння, хв. – 240-300.

Вміст SO₃, % – 1-3.

Вміст активних мін. добавок % – 0.

- вапно гашене.

Для дослідження використовувалися розчини з наступним співвідношенням між компонентами: для цементно-глинистого розчину - 1:0,2:3; цементно-піщаного - 1:3 та цементно-вапняного 1:0,2:3.

З отриманої маси виготовлялися зразки-куби розмірами 70,7×70,7×70,7мм. На кожен вид розчину було виготовлено по шість зразків (рис. 2.10).

Для оцінки впливу динамічного навантаження на час тужавіння розчину, аналогічним чином виготовлялись зразки-куби розміром 70,7×70,7×70,7мм і піддавались дії вибуху (рис. 2.12).

У зразок-куб, розташований у металевій формі, встановлювався заряд діаметром 8 мм і висотою 25 мм на глибину 45 мм з таким розрахунком, щоб

він знаходився приблизно в центрі зразка. У якості вибухової речовини (ВР) використовували димний порошок. Маса заряду складала 1 гр. Ініціювання виконували за допомогою електрозапальника, який складається із суміші роданістого свинцю та бертолетової солі. Для забезпечення цілісності зразку, відкрита частина металевої форми накривалась металевим листом і привантажувалась.



Рис. 2.10. Металева форма для виготовлення зразків



Рис. 2.11. Дослідні зразки-куби після вилучення із металевих форм

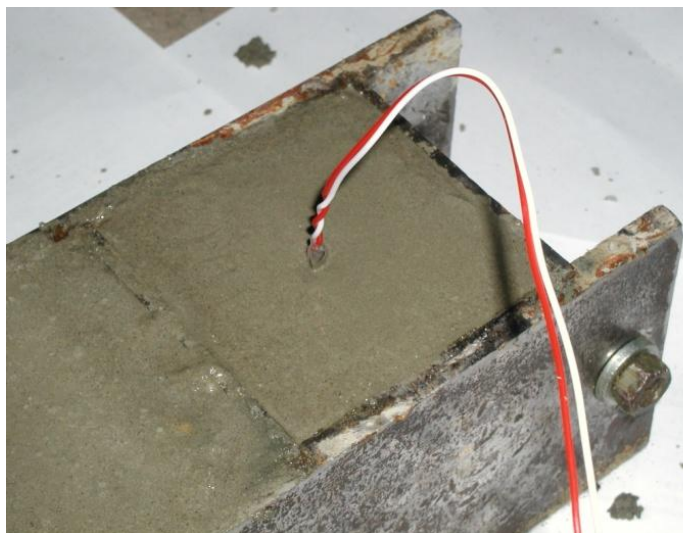


Рис. 2.12. Прикладення динамічного навантаження на зразок-куб

Для визначення міцності застосовувався прилад склерометр «Schmidt Hammer 225» (рис. 2.13, 2.14), призначений для визначення міцності бетону та розчинів на стиск в діапазоні 10-60 МПа в бетонних та залізобетонних конструкціях та виробих методом пружного відскоку по ГОСТ 22690.

Міцність досліджуваних зразків визначалася за градуйованою залежністю висоти пружного відскоку від міцності зразка-куба на стиск, який встановлений раніше шляхом паралельних досліджень контрольних кубиків розчину склерометром та за допомогою пресу за ГОСТ 10180 (рис. 2.20).

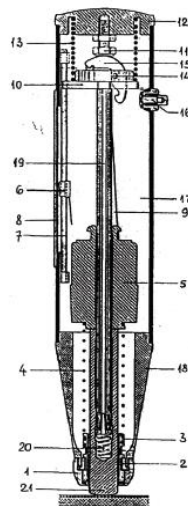


Рис. 2.13. Загальний вигляд склерометру «Schmidt Hammer 225».

В корпусі склерометра (рис. 2.13), який складається з циліндричної 17 і конічної 18 частин, змонтований пружинний ударний механізм, на якому встановлено індикатор 21, цангу 19, бойок 5, утримувач 10 із собачкою 15, робочу 4, зворотну 13 та демпферну 20 пружини, та вузол підрахунку показників склерометра у вигляді бігунка 6, який переміщується в пази корпусу 17 вздовж шкали 8 по направляючій 7 і використовується для висоти відскоку бійка.

Для фіксації положення утримувача та одночасно бігунка після удару є кнопка – 16. Зусилля фрикційного опору переміщення бігунка 6 по направляючій 7 регулюється за рахунок зміни ступеня віджимання бокових крил пелюстки (рис. 2.14)

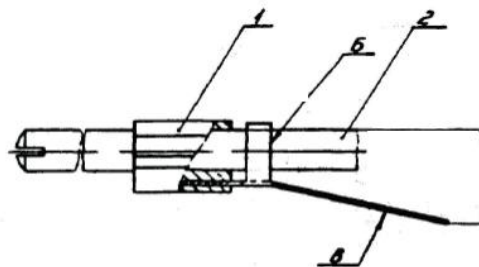


Рис. 2.14. Принцип роботи склерометру «Schmidt Hammer 225».

З внутрішньої сторони в кришку 12 вкручено гвинт 11, який використовується для регулювання висоти удару бійка. На передній торець конічної частини 18 корпусу загвинчено ковпачок 1, який за допомогою двох півкілець 2 затискає втулку 3, в якій проходить індикатор 21, що ковзає по цанзі 19. На втулці є гвинтова канавка з отвором для кріплення та регулювання натягу переднього кінця робочої пружини 4, задній кінець якої закріплено на шийці бійка 5. На передній кінець цанги 19 насаджений індикатор 21, а на задній – нагвинчено утримувач 10. На вісі штифту 14, встановленого в утримувачі, закріплена собачка 15, яка служить для захвату бойка при взводі склерометру.

Для повернення склерометра в початкове положення (після удару, фіксації та зчитування звіту) необхідно натиснути на сферичний кінець індикатора. При цьому утримувач 10 зсунеться вгору, звільнившись від стопору 16, і під дією зворотної пружини 13 цанга 19 та індикатор 21 буде переміщуватися до тих пір поки собачка 15 не ввійде знову в зчеплення з бойком 5. При цьому утримувач 10 повертає бігунок на нуль шкали.

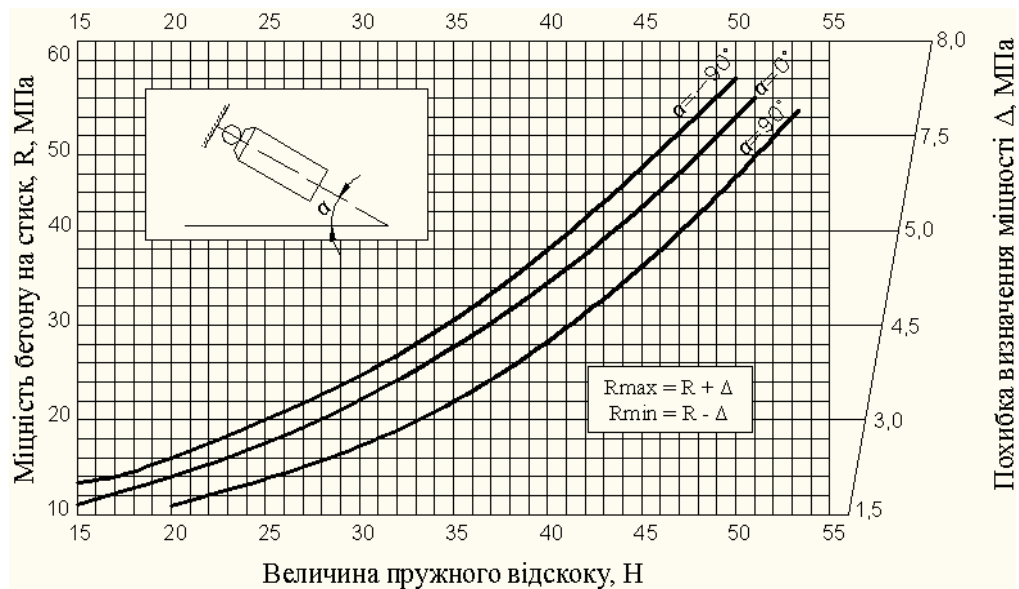


Рис. 2.15. Орієнтовна залежність міцності бетону на стиск R від величини пружного відскоку N .



Рис. 2.16. Вимірювання міцності зразків-кубиків склерометром Schmidt Hammer 225.

Показники міцності зразків знімалися через кожні 7 днів, до досягання зразків-кубів проектної міцності 28 діб (рис. 2.16).

Для достовірності отриманих результатів з визначення міцності зразків-кубиків, які випробовувались склерометром «Schmidt Hammer 225», по витіканні 28 діб, додатково були проведені контрольні дослідження в лабораторії ПАТ ПТІ «Київоргбуд» гідравлічним пресом типу ПСУ – 10.

Показники висоти пружного відскоку (Н), отримані склерометром «Schmidt Hammer 225» фіксувались через кожні 7 діб (табл. 2.2).

Потім, за допомогою тарувальних кривих (рис. 2.15) визначалась міцність зразків на стиск R для цементного (рис. 2.17), цементно-вапняного (рис. 2.18) і цементно-глинистого (рис. 2.19) розчинів, як при дії на них динамічного навантаження, так і, без нього.

Залежність міцності зразків досліджуваних розчинів в часі описуються квадратичними рівняннями другого порядку виду $y = -ax^2 + bx + c$.

З рисунку 2.17 видно, що до сьомого дня тужавіння зразок з цементного розчину, який піддавався дії вибуху набув міцності 10,15 МПа, в той же час, аналогічний зразок, що не зазнав динамічного навантаження лише 10,0МПа.

Таблиця 2.2

**Результати визначення міцності на стиск R склерометром
«Schmidt Hammer 225»**

Вік, діб	Середня величина пружного відскоку, Н/ Міцність розчину на стиск R, МПа					
	Тип розчину					
	цементний		цементно-вапняний		Цементно-глинистий	
	без дії вибуху	при дії вибуху	без дії вибуху	при дії вибуху	без дії вибуху	при дії вибуху
7	16,75	17,25	16,0	16,25	16,75	17,5
	10,0	10,15	9,8	9,9	10,0	10,2
14	18,25	17,5	17,5	18,0	18,25	18,0
	10,5	10,2	10,2	10,25	10,5	10,25
21	18,5	18,0	18,5	18,25	18,5	18,75
	10,7	10,25	10,7	10,5	10,7	10,8
28	18,5	18,25	18,5	18,25	18,5	18,75
	10,7	10,5	10,7	10,5	10,7	10,8

Потім картина характерно змінюється, приблизно на 9-ий день їхня міцність стала однаковою і досягла позначки 10,18 МПа. З 7 по 21 день тужавіння звичайний цементний зразок стрімко набуває міцності і становить 10,7 МПа, а міцність зразку, який піддавався дії вибуху, підвищилась лише до 10,25 МПа. На 28-ий день – звичайний зразок набув міцності 10,7 МПа, а який піддавався динамічному навантаженню – 10,5 МПа.

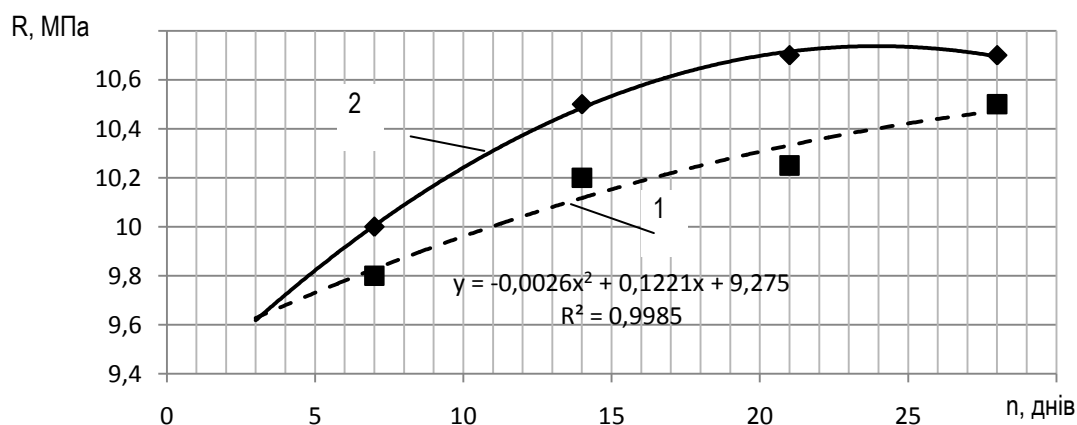


Рис. 2.17. Графічна залежність міцності цементних зразків від терміну твердіння: 1 - до дії вибуху; 2 - після дії вибуху.

Приблизно така сама тенденція набуття міцності спостерігається для зразків, приготовлених на основі цементно-вапняного розчину (рис. 2.19). До сьомого дня тужавіння цементного-вапняного розчину зразок, який піддавався дії вибуху набув міцності 9,9 МПа, в той же час, аналогічний зразок, що не зазнав динамічного навантаження – 9,8 МПа. З 7 по 14 день міцність обох зразків зростала планомірно.

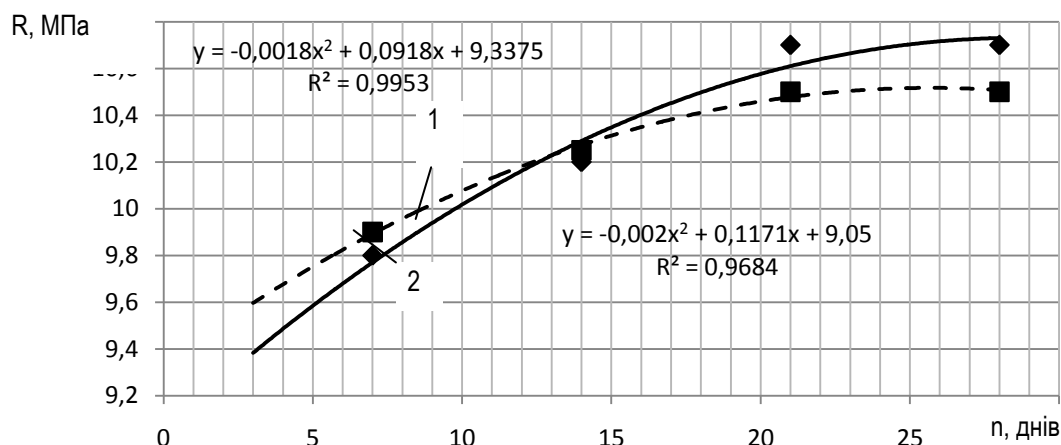


Рис. 2.18 Графічна залежність міцності цементно-вапняних зразків від терміну твердіння: 1 - до дії вибуху; 2 - після дії вибуху.

Потім, на 15-ий день їхня міцність порівнялась і становила 10,3 МПа. З 14 по 21 день міцність звичайного зразка (10,7 МПа) помітно збільшується порівняно із зразком, який піддавався дії вибуху (10,5). На проміжку з 21 по 28 день міцність обох зразків залишилась не змінною і повністю співпадає з набутою міцністю (28 діб) аналогічних зразків на основі цементного розчину.

Аналізуючи поведінку цементно-глинистого розчину видно, як змінюється міцність зразків. Тут, до сьомого дня тужавіння цементного-глинистого розчину зразок, який піддавався дії вибуху набув міцності 10,2 МПа, а звичайний зразок – 10,0 МПа. Приблизно на 10-ий день їхня міцність порівнялась і становить 10,22 МПа, на 14-й день міцність звичайного зразка

різко підвищується до 10,5 МПа, а міцність зразку, який піддавався дії вибуху практично не змінився – 10,25 МПа. Потім швидкість зростання міцності зразків знову змінюється і на 19-й день порівнюється і становить 10,63 МПа. На 21-й день – звичайний зразок набув міцності 10,7 МПа, а який піддавався динамічному навантаженню – 10,8 МПа і на 28-ий день міцність зразків залишилась незмінною.

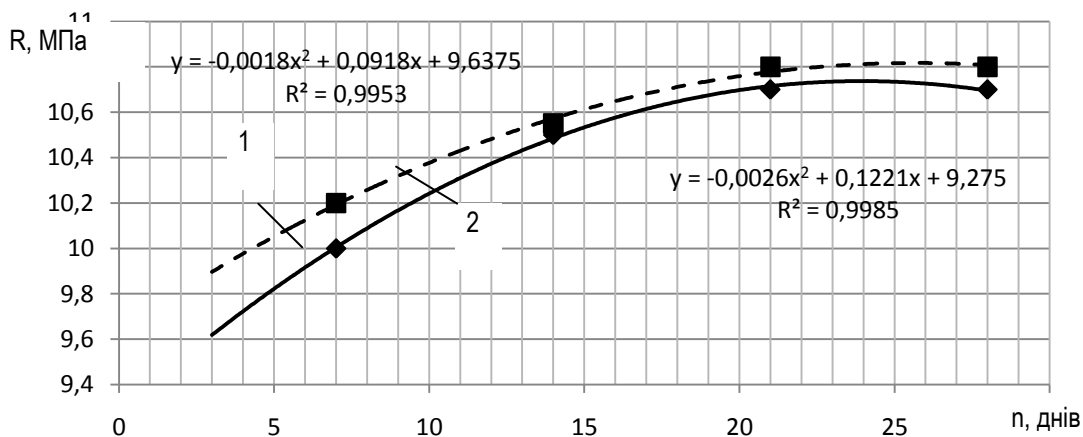


Рис. 2.19. Графічна залежність міцності цементно-глинистих зразків від терміну твердіння: 1 - до дії вибуху; 2 - після дії вибуху.

Після витримки зразків протягом 28 діб в нормальних умовах, міцність на стиск зразків цементного, цементно-вапняного і цементно-глинистого розчинів додатково визначались за допомогою гідравлічного пресу ПСУ-10 (рис. 2.20 а, б).

Результати визначення міцності на стиск пресом ПСУ-10 показали, що звичайний зразок цементного розчину набув міцності 9,12 МПа, що на 17,3% (1,58 МПа) менша, ніж при визначенні склерометром. Аналогічний цементний зразок після динамічного впливу набув міцності 11,12 МПа, що на 10,5% (0,62 МПа) більша, ніж при визначенні склерометром. Для цементно-вапняного розчину відповідно: міцність стандартного зразку – 10,61 МПа, що на 0,9 % (0,09 МПа) менша, ніж при визначенні склерометром; міцність зразку після динамічного впливу – 11,66 МПа, що на 11,0% (1,16 МПа) більша, ніж при визначенні склерометром. Для цементно-глинистого розчину відповідно: міцність стандартного зразку – 8,17 МПа, що на 23,6 % (2,53 МПа) менша, ніж при визначенні склерометром; міцність зразку після динамічного впливу – 10,08 МПа, що на 6,67 % (0,72 МПа) менша, ніж при визначенні склерометром.

З порівняння отриманих результатів видно, що різниця міцності на стиск досліджуваних зразків, отриманих за допомогою склерометру і пресу, знаходиться в межах 0,9 ÷ 23,6 %, що не перевищує допустимої похибки, яка становить 30 %.

На основі отриманих даних можна зробити наступний висновок, що досліджувані зразки цементного, цементно-вапняного і цементно-глинистого розчинів, які піддавались динамічному навантаженню, на першому етапі

тужавіння (7 діб) набували міцність значно швидше, ніж звичайні аналогічні зразки. Отже, час захоплення перших зразків буде швидшим за другі, а це значить, що вимивання в'язучих речовин при формуванні ущільнених ділянок в ґрунтовому масиві зменшиться. При цьому покращиться якість ущільнення.

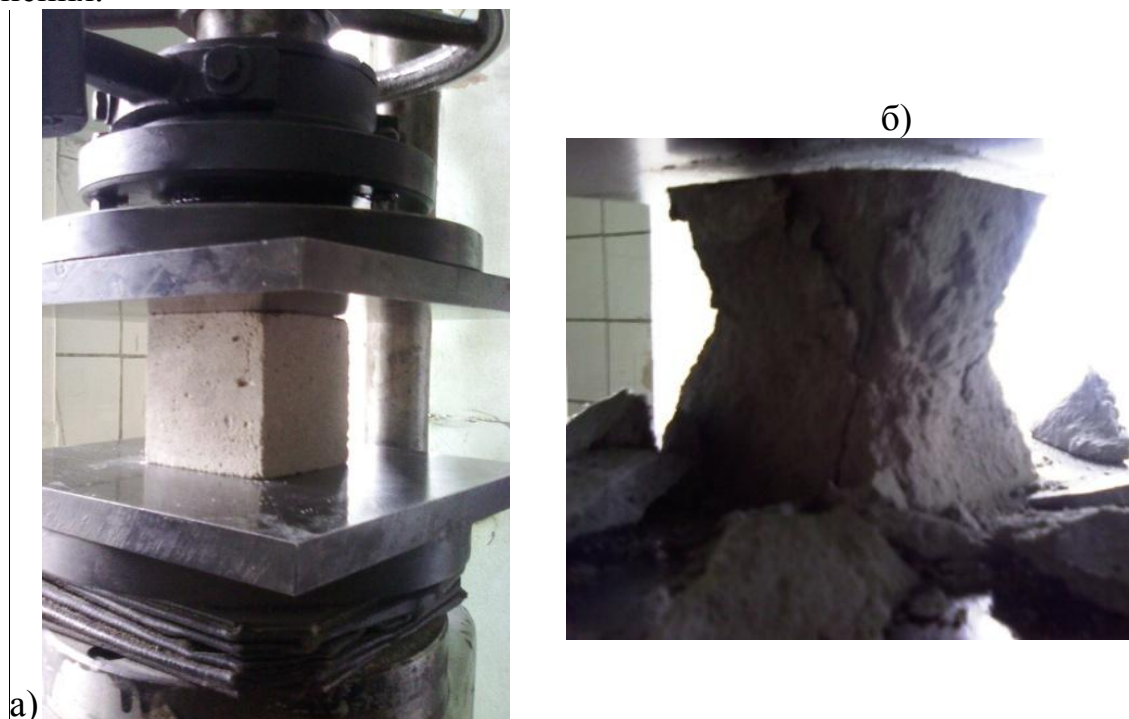


Рис. 2.20. Результати визначення міцності на стиск стандартних кубиків пресом ПСУ-10 №1753.

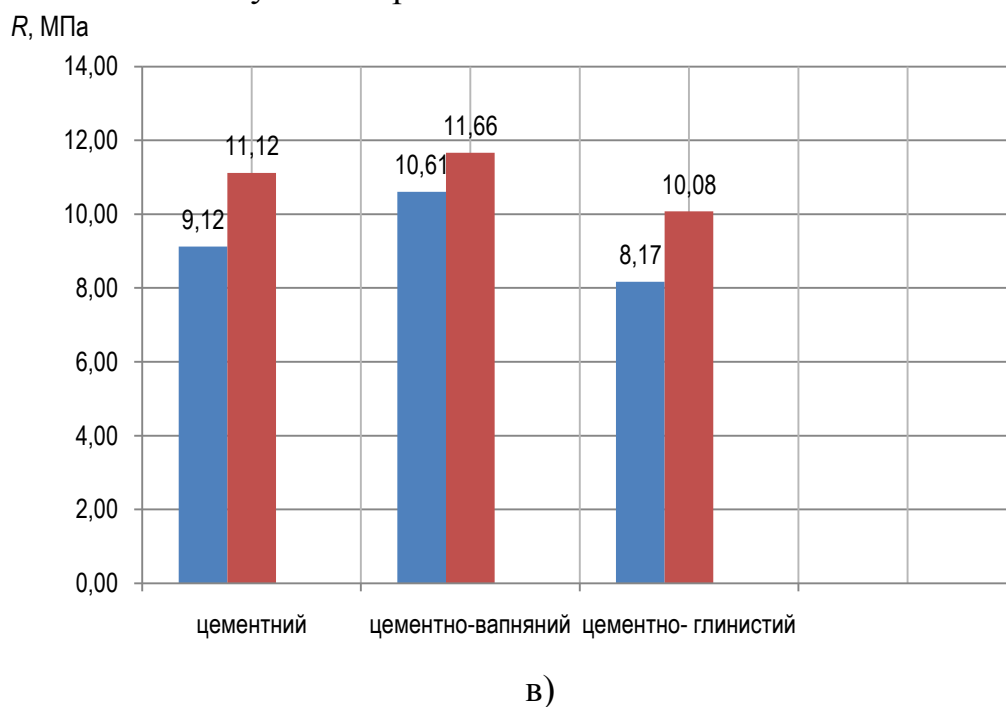


Рис. 2.21. Результати визначення міцності на стиск стандартних кубиків пресом ПСУ-10 №1753.

РОЗДІЛ 3

ВЛАШТУВАННЯ В ГРУНТОВОМУ МАСИВІ ПРОТИФІЛЬТРАЦІЙНОГО ЕКРАНУ ВИБУХОМ СИСТЕМИ ПОДОВЖЕНИХ ЗАРЯДІВ

3.1 Механіка розвитку вибухової порожнини

Вибухова техніка формування підземних порожнин в м'яких ґрунтах відрізняється значними технологічними перевагами перед традиційною; серед них можна виділити мінімум підготовчих земляних робіт, швидкість спорудження порожнини, залучення мінімальної кількості засобів механізації та наявність потужної зони ущільненого ґрунту. Ущільнений ґрунт забезпечує стійкість порожнини при значному зменшенні проникності ґрунтів цієї зони як зі сторони оточуючого масиву, так і з самої порожнини, якщо вона використовується як сховище технічних рідин чи відходів виробництва [56, 57].

Перелічені переваги вибухової технології найкраще реалізуються в пластичних глинистих ґрунтах, що після ущільнення набувають додаткової міцності [58].

Щодо ґрунтів з вихідною нестійкою структурною міцністю (піщаних, водонасичених суглинистих, лесових тощо), процеси формування вибухової порожнини на стадії розширення продуктів вибуху аналогічні процесам в структурно стійких ґрунтах. Однак при падінні тиску і температури в порожнині спостерігається, як і в будь-якому середовищі, її схлопування, що виражається в наступних зворотних деформаційних процесах (рис. 3.1) внаслідок пружного розвантаження прилеглого до порожнини деформованого масиву [7].

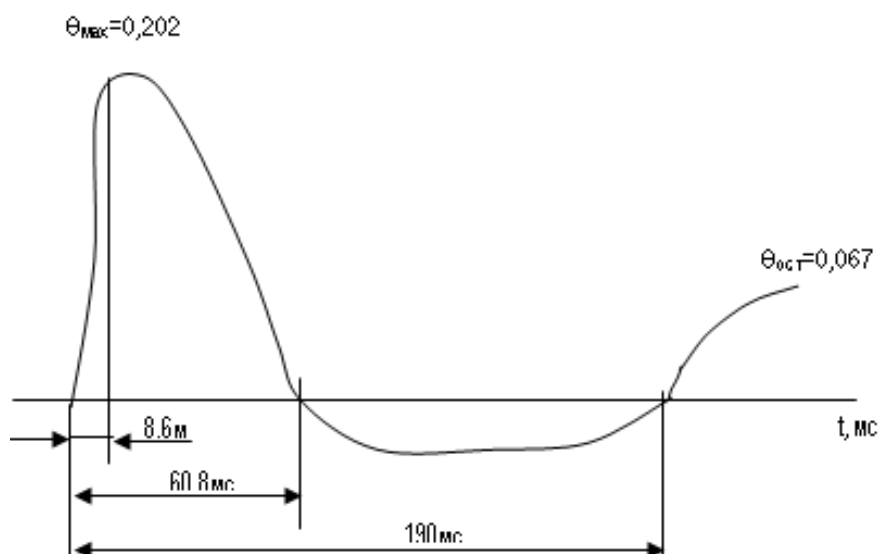


Рис. 3.1. Епюра хвилі деформацій в водонасиченому ґрунті на відстані 0,4 см від заряду.

Різноманітність фізико – механічних властивостей ґрунтів зумовлена їх будовою з окремих частинок, різних по крупності, міцності і хімічному складові. Зв'язок між цими частинками значно слабший за їх міцність, що ускладнює вирішення задач, пов'язаних з стійкістю, деформативністю, розповсюдженням хвиль, руйнуванням і т.ін. Проблема стійкості ґрунтів в умовах статичних навантажень вивчається давно, рішення задач в значній мірі систематизовані і мають практичну перевірку. Щодо динамічних навантажень, особливо імпульсних і ударних, теоретичне обґрунтування рішень задач з експериментальною перевіркою ще належить виконати.

Наявність трьох компонентів в складі ґрунту, їх відносний вміст впливають на характер динамічних процесів, що виникають в середовищі після вибуху.

При стисненні неводонасичених пісків спочатку проходить зближення твердих частинок, а при високому тиску – деформування і руйнування самих частинок. Вибухи в таких ґрунтах на відміну від вибухів у воді і в повітрі та у водонасичених пісках проходять з високою витратою енергії на переупакування і руйнування частинок і на подолання внутрішнього тертя при пластичній течії. Так, за результатами дослідження [59] при статичних навантаженнях до тиску 300 МПа в піщаному ґрунті вміст частинок розміром 0,1–0,05 мм зріс від 13 до 51 %, пиловатих – від 5 до 23 % і глинистих – від 2,15 до 5,42 %. Відповідно зменшився відсоток більш крупних фракцій. Якщо ґрунт випробувався в камері з жорсткими стінками, то в цьому випадку робота на руйнування часток буде набагато більшою, ніж при дії такого тиску в природному ґрунтовому середовищі. За даними [60] на руйнування ґрунту витрачається близько 20 %, а на подолання сил тертя і пластичної течії ґрунту – близько 70 % енергії вибуху. Ці дані також не є нормою для оцінки роботи вибуху в ґрунтах і в значній мірі залежать від техніки проведення вибухових робіт, виду ґрунтів і вихідних розмірів зарядних камер, які в результаті дії детонаційних газів перетворюються в камуфлетні порожнини.

Розглянемо механізм утворення камуфлетної порожнини від циліндричного заряду, розташованого в свердловині (або шпурі) достатньо великої глибини, яка є вихідним об'ємом для утворення порожнини. Практично доведено [60, 61], що детонаційні гази після вибуху займають об'єм зарядної порожнини, від якої спочатку проходить розширення газів за політропою типу:

$$pV^n = A_1, \quad (3.1)$$

де $n \cong 3$, а потім за ізентропою Пуассона

$$pV^k = A_2, \quad (3.2)$$

де k може мати значення від 1,30 до 1,15. Припускаючи, що кількість продуктів детонації за час розширення порожнини залишається незмінною, можна на основі (3.1) і (3.2) навести таку залежність:

$$\frac{V_K}{V_H} = \left(\frac{p_H}{p_C} \right)^{\frac{1}{n}} \cdot \left(\frac{p_C}{p_K} \right)^{\frac{1}{\kappa}}, \quad (3.3)$$

де v_H – початковий об'єм продуктів детонації, який дорівнює об'ємові зарядної свердловини; v_K – кінцевий об'єм продуктів детонації, який теоретично повинен дорівнювати кінцевому об'ємові камуфлетної порожнини; p_H і p_K – відповідно початковий і кінцевий тиск продуктів детонації в порожнині; p_C – тиск, який відповідає точці спряження адіабат (3.1) і (3.2).

Розширення порожнини закінчується при зниженні тиску газів до значення σ_a , яка є величиною максимального пружного опору ґрунту з врахуванням дисипативної витрати енергії на внутрішнє тертя і переміщення дисперсних частинок (ущільнення). Очевидно, що повинно мати місце рівняння $p_K = \sigma_a$. Наявність двох адіабат пов'язана з роботою у газовій порожнині детонаційних газів, а також з процесами, які проходять за межами порожнини. Механіка цих процесів складається з утворення зони руйнування і зони пластичного переміщення ґрунту, які є результатами дії ударної хвилі. Напруження, що виникають на фронті ударної хвилі в першій зоні, перевищують значення граничної міцності кристалічних частинок на стискання, в другій зоні – критичне значення напружень структурної міцності ґрунту. Після зниження напруження в ґрунті до величини максимального пружного опору ударна хвиля перетворюється в пружну і в середовищі між порожниною і фронтом пружної хвилі утворюється хвиля розрідження.

Визначимо параметри перехідного стану газів p_C і v_C . Нехай енергія газоподібних продуктів по закінченню детонації дорівнює E , яка, як відомо, визначається для термодинамічної системи в такій формі:

$$E = \int_{V_H}^{V_K} p dV = \int_{V_H}^{V_C} p dV + \int_{V_C}^{V_K} p dV = \int_{V_H}^{V_C} \frac{A_1}{V^n} dV + \int_{V_C}^{V_K} \frac{A_2}{V^\kappa} dV = \frac{p_H V_H}{n-1} - \frac{p_C V_C}{n-1} + \frac{p_C V_C}{\kappa-1} - \frac{p_K V_K}{\kappa-1}. \quad (3.4)$$

Оскільки $pV = RT$, $T_C \gg T_K$, то $p_C V_C \gg p_K V_K$ і $\frac{1}{\kappa-1} \gg \frac{1}{n-1}$, можна прийняти:

$$E = \frac{p_H V_H}{n-1} + \frac{p_C V_C}{\kappa-1}. \quad (3.5)$$

В [62] показано, що $E - \frac{p_H V_H}{n-1} = Q - \frac{D^2}{2(n^2-1)} = \frac{p_C V_C}{\kappa-1}$,

де Q – питома теплота вибуху на 1 кг; D – швидкість детонації, м/с.

Звідси знаходимо

$$p_C V_C = \left(Q - \frac{D^2}{2(n^2-1)} \right) (\kappa-1). \quad (3.6)$$

Із умови $p_C V_C^n = p_H V_H^n$ знаходимо

$$V_C = V_H \left(\frac{p_H V_H}{p_C V_C} \right)^{\frac{1}{n-1}}. \quad (3.7)$$

Тиск p_n дорівнює середньому тискові в зарядній порожнині в початковий момент, тобто відразу після детонації заряду.

$$p_n \cong \frac{\rho_0 D^2}{n+1}, \quad (3.8)$$

$$V_n = \frac{V_n^n}{C_n} = \frac{\pi r_0^2 H}{C_n},$$

де C_n – маса 1 погонного метру заряду; H – висота (довжина) порожнини, яка приймається рівною 1 п.м.; r_0 – початковий радіус порожнини, м.

Величина тиску p_c знайдеться з рівняння політропи:

$$p_c = \frac{p_n V_n^n}{V_c^n}. \quad (3.10)$$

За заданим значенням $|p_c| = |\sigma_a|$ знаходимо кінцевий об'єм порожнини V_k

$$V_k = V_n \left(\frac{p_n}{p_c} \right)^{\frac{1}{n}} \left(\frac{p_c}{\sigma_a} \right)^{\frac{1}{k}}.$$

Кінцевий діаметр порожнини:

$$d_k = d_0 \left(\frac{p_n}{p_c} \right)^{\frac{1}{2n}} \left(\frac{p_c}{\sigma_a} \right)^{\frac{1}{2k}}. \quad (3.11)$$

Таким чином, можна зробити висновок, що процеси утворення газової порожнини при вибуху пов'язані в просторі і в часі між собою, але лише на стадії розширення, коли ущільнена зона має дві ділянки – зону максимального ущільнення і наступну за нею зону часткового ущільнення масиву, а порожнина досягає максимальних розмірів.

Складність динамічного деформування ґрунтового масиву пов'язане з особливостями переміщення і взаємодії компонентів ґрунту під впливом навантажень. Відповідно опірність ґрунту навантаженням складається з міцності мінеральної складової скелету, наявності і розміру пор, ступеня їх заповнення вологою і характером взаємодії компонентів в спокої і при деформуванні та в'язкісними характеристиками цих зв'язків.

3.2. Параметри зон деформування і стан ґрунтів за межами порожнини

В більшості робіт, які присвячені камуфлетним вибухам, відмічається, що на фронті ударної хвилі і від фронту хвилі до порожнини відбувається перенесення частинок середовища в сторону фронту ударної хвилі із швидкістю, що зменшується від фронту хвилі до порожнини. Після перетворення ударної хвилі на пружну починається хід хвилі розрідження з рухом частини середовища в зворотному напрямку.

Пряма ударна хвиля виникає від дії тиску газових продуктів детонації, в основному зосереджених в порожнині. За фронтом ударної хвилі проходить пластична течія середовища при перевищенні напруги σ_T , яка є граничною в ґрунтовому середовищі для виникнення руху ґрунту. Тиск понад σ_S спричиняє подрібнення твердих частинок. В зв'язку з пористістю ґрунту

виникає додаткове падіння тиску з проходженням газу з порожнини в середовище. Падіння тиску виникає в циліндричних системах не тільки від дисипації енергії, а також в зв'язку з геометричним розбіганням фронту хвилі, пропорційно відстані фронту від місця вибуху [63].

Якщо прийняти розмір основних частинок піску рівним a , то радіус n -го шару середовища циліндричної форми буде дорівнювати: $r_n = r_0 + na$, де r_0 – радіус циліндричного заряду.

Тоді радіус зони подрібнення частинок $R_{\partial p}$, де тиск має значення $p \geq \sigma_S$, а σ_S є мінімальною напругою, при якій можливе руйнування частинок піску, визначається рівняннями: $p_H \frac{r_0}{r_0 + na} = \sigma_S$, $\sigma_S(r_0 + na) = r_0 p_H$.

Позначаючи $r_0 + na = R_{\partial p}$, знаходимо $R_{\partial p} = r_0 \frac{p_H}{\sigma_S}$. Якщо діаметр заряду прийняти рівним 40 мм (0,04 м), $p_H \sim 10^4$ МПа і міцність матеріалу частинок $\sigma_S = 150$ МПа, то $R_{\partial p} = \frac{10^4}{150} 0,02 = 1,35$ м.

Розглянемо зону, де відбуваються тільки пластичні переміщення. Напружений стан середовища в циліндричних координатах, визначений із умови рівноваги призматичного елемента, коли в силу симетрії навантажень в радіальній площині напруги не залежать від полярного кута, визначається диференціальним рівнянням [64]:

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \right) \left(\frac{\partial^2 \varphi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \varphi}{\partial r} \right) = 0, \quad (3.12)$$

$$R_r = \frac{1}{r} \frac{\partial \varphi}{\partial r}; \quad \theta_\theta = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial r^2}, \quad R_\theta = \theta_r = 0.$$

Схему визначення напруженого стану елемента і позначення параметрів подано на рис. 3.2

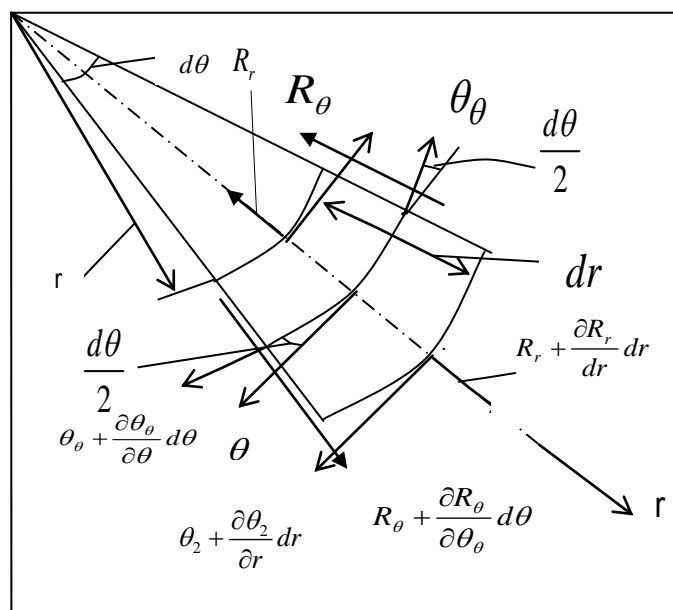


Рис. 3.2. Схема розрахунку напруженого стану

Інтеграл рівняння (3.12) має такий загальний вигляд:

$$\varphi(r) = A \ln r + Br^2 \ln r + Cr^2 + D, \quad (3.13)$$

звідки знаходимо: $R_r = \frac{A}{r^2} + 2B \ln r + B + 2C$, $\theta_\theta = -\frac{A}{r^2} + 2B \ln r + 3B + 2C$,

$$R_\theta = \theta_r = 0.$$

При $R_r \leq \sigma_a$, в середовищі виникає пружне навантаження, при якому руйнування ґрунту не виникає, ударна хвиля переходить в пружну. При $r = \infty$ напруга R_r на фронті хвилі буде дорівнювати нулеві. Це може мати місце, якщо $B = C = 0$.

Із умови закінчення зони подрібнення піску $\sigma_S = \frac{A}{R_{dp}^2}$, знаходимо

$$A = \sigma_S \cdot R_{dp}^2 \text{ При переході ударної хвилі в пружну маємо залежність } \frac{A}{R_{np}^2} = \sigma_a,$$

де R_{np} – радіус зони переходу ударної хвилі в пружну, σ_a – найбільше значення радіальної напруги.

При утворенні циліндричного камуфлету $R_{dp} = 67r_0$ і $r_0 = 0,02$ м радіус переходу до пружної хвилі R_{np} при $\sigma_a \sim 0,6$ МПа і $\sigma_S = 150$ МПа буде

$$\text{дорівнювати: } R_{np} = \sqrt{\frac{150}{0,06} \cdot 67 \cdot r_0} = 21,2 \text{ м}$$

Використовуючи формули (3.3–3.11) визначимо розміри порожнини і величини p_c і V_c точки спряження адіабат.

Якщо початковий об'єм порожнини дорівнює об'ємові 1 п.м. шпура, діаметром 40 мм, то при щільності ВР 1600 кг/м³ і коефіцієнтові розподілу по довжині, що дорівнює 0,6, маса ВР на 1 п.м. буде мати таке значення:

$$C_n = 0,6 \cdot 1600 \cdot \frac{\pi \cdot 0,04^2}{4} = 1,2 \text{ кгм}^{-1}.$$

$$\text{Питомий початковий об'єм: } v = \frac{V_n}{C_n} = \frac{\pi \cdot d_n^2}{4C_n} = \frac{\pi \cdot 4^2 \cdot 10^{-4}}{4 \cdot 1,2} = 10,5 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3/\text{кг}.$$

Тиск в порожнині після детонації заряду вираховуємо за формулою (3.8) при $D = 5 \cdot 10^3$ м/с, $n = 3$: $p_n = \frac{1}{4} 1600 (5 \cdot 10^3)^2 = 10^{10} \text{ Па} = 10^4 \text{ МПа}$.

Визначимо за формулою (3.6) величину $p_c \cdot V_c$.

Питома теплота вибуху Q для тротилу приймається рівною 1000 ккал/кг [60], або $4,18 \cdot 10^6 \text{ Дж/кг}$, $p_c V_c = (1,25 - 1) \left(4,18 \cdot 10^6 - \frac{5^2 \cdot 10^6}{2 \cdot 8} \right) = 0,655 \cdot 10^6 \text{ м}^2/\text{с}^2$.

Маючи значення $p_c \cdot V_c$, знайдемо за формулою (3.7) V_c :

$$V_c = 10,5 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{10^4 \cdot 10,5 \cdot 10^{-4} \cdot 10^6}{0,655 \cdot 10^6} \right)^{\frac{1}{2}} = 42 \cdot 10^{-4} \frac{\text{м}^3}{\text{кг}}.$$

$$\text{Звідси маємо: } p_c = \frac{p_c V_c}{V_c} = \frac{0,655 \cdot 10^6}{42 \cdot 10^{-4}} = 156,25 \cdot 10^6 \text{ Па} = 156,25 \text{ МПа}.$$

Отримане значення p_c близько підходить до напруги руйнування кристалів кварцевих частинок, яка була прийнята для розрахунку зони подрібнення піску. Це свідчить про те, що приймаючи визначений з експерименту показник політропи $n = 3$ і руйнівну напругу $\sigma_S = 150 \text{ МПа}$, ми маємо підтвердження, що витрати енергії детонації на цій стадії ідуть в основному на руйнування частинок піску.

Маючи V_c , знайдемо діаметр порожнини на стадії переходу адіабат:

$$V_c \frac{\pi d_c^2}{4} = V_c \cdot C_n = 42 \cdot 10^{-4} \cdot 1,2$$

$$d_c = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot 1,2 \cdot 42 \cdot 10^{-4}} = 0,08 \text{ м}.$$

Діаметр порожнини збільшився проти початкового лише в 2 рази, в той час як тиск газів в каверні зменшився від 10^4 МПа до 156 МПа , тобто в 64 рази, а це означає, що на цій стадії основна енергія газів була витрачена на подрібнення частинок середовища.

Знайдемо кінцевий діаметр порожнини, прийнявши граничне значення напруги σ_a , вище якого пружна деформація ґрунту переходить в пластичну. Для пісків це граничне значення становить величину рівня $0,6 \text{ МПа}$. Підставляючи значення знайдених величин тиску і напруги $\sigma_a = 0,6 \text{ МПа}$ в

$$\text{формулу (3.11) при } n = 3, \kappa = 1,25, \text{ знаходимо } d_\kappa = 0,04 \left(\frac{10^4}{156} \right)^{\frac{1}{6}} \cdot \left(\frac{156}{0,6} \right)^{\frac{2}{5}} = 0,6 \text{ м}.$$

Якщо заряд з однаковою щільністю ($\varrho = 1,2 \text{ кг/м}^3$) розмістити в свердловині діаметром $0,08 \text{ м}$, то діаметр порожнини буде становити величину $0,44 \text{ м}$, при діаметрі свердловини $0,16 \text{ м}$ він становитиме $0,5 \text{ м}$. Подальше збільшення діаметра свердловини дає незначний приріст камуфлетного розміру порожнини. Формально збільшення розміру порожнини закінчується при вихідному діаметрі $0,8 \text{ м}$, але практично внаслідок збільшеного виходу детонаційних газів з порожнини, початковий тиск p_n буде зменшуватись і не відповідати визначеному за формулою (3.8). Час утворення порожнини пов'язаний з прямим переміщенням середовища при дії ударної хвилі. Швидкість розповсюдження ударної хвилі в усіх видах ґрунтів, як показують експериментальні дані [59], менша від швидкості розповсюдження пружних хвиль на 10 – 30 %. При $R_{np} = 21 \text{ м}$ час розповсюдження хвилі від центру вибуху або час утворення порожнини становитиме $t_\kappa = \frac{R_{np}}{(0,7-0,9)v_{np}}$. Для

вологих піщаних ґрунтів швидкість пружної хвилі повздовжніх коливань $v_{np} = 250 \text{ м/с}$. В середньому час утворення порожнини в піщаних ґрунтах буде дорівнювати: $t_\kappa = \frac{21}{250 \cdot 0,8} \cong 0,1 \text{ с} = 100 \text{ мс}$.

Початок зворотного процесу – схлопування порожнини співпадає з часом приходу на стінку порожнини хвилі розвантаження. Вона зароджується на відстані R_{np} в момент, коли припиняється розширення вибухової порожнини за рахунок пластичних деформацій, і поширюється в напрямку центра вибуху. Час її приходу на порожнину співмірний з часом розширення порожнини, тобто загальний час від моменту вибуху до початку руйнування порожнини (її схлопування) становитиме для прийнятих параметрів порожнини близько 200 мс. Цей час є важливим параметром, якщо використовувати отримані відомості для конструювання технологічного ланцюжка, що складається з буріння свердловини, її підривання та одночасного заповнення з поверхні шлікером – розчином, що в подальшому виконуватиме функції водозахисної завіси. При цьому успішність заповнення порожнини чи системи гідравлічно поєднаних порожнин рідким шлікером під дією сил гравітації або примусово до моменту схлопування залежатиме від глибини порожнини та часу утримання її в розкритому стані.

Здатність ущільненої “кірки” в стінках вибухової порожнини до обвалення внаслідок її схлопування суттєво залежить від пластичних характеристик ущільнюваного ґрунту. В сипучому стані сухий ґрунт “кірки” в більшості не витримає деформаційних навантажень і обрушиться в порожнину. Те ж саме відбувається з водонасиченим ґрунтом, структурні зв’язки в якому визначаються рідким компонентом, точніше, його зв’язками з твердою складовою мінерального скелету, які після дії динамічних навантажень переважно не відновлюються. Отже, такі ґрунти потребують покращення їх вихідних властивостей таким чином, щоб при динамічному деформуванні підсилювались структурні зв’язки. Особливо це стосується піщаних, супіщаних та лесових ґрунтів природної вологості. Технологічно таке покращення можливе, коли до вибуху порожнину навколо заряду заповнити структуруючим розчином, який перед вибухом має частково фільтруватись в оточуючий масив, а частково – в режимі радіальних струменів перемішуватись з оточуючим ґрунтом і далі – незворотно ущільнюватись в “кірці”, що оточує вибухову порожнину. Чим вищою буде пластичність суміші, тим краще будуть стінки порожнини опиратись дії пульсації.

Запропоноване рішення являє собою нову фізично обґрунтовану методику, що дозволяє розрахувати реальні значення параметрів камуфлетних порожнин, які можуть слугувати елементами протифільтраційної завіси. Технологія влаштування таких завіс в нестійких ґрунтах із застосуванням енергії вибуху може бути успішно реалізована при ізоляції кар’єрних полів від поверхневого водопритоку, оконтуренні майданчиків підприємств з можливими екологічно неприйнятними витокami в ґрунти основи, влаштуванні споруди типу “стіна в ґрунті” по контуру споруджуваних в нестійких ґрунтах заглиблених інженерних об’єктів та ін.

В результаті можна зробити висновки:

Деформативність будь – якого ґрунту та параметри утвореної в ньому порожнини можна виразити через показник Легара, що визначається співвідношенням щільності і вологості ґрунту, або показником консистенції.

Якщо ущільнена зона ґрунтового масиву призначається до використання як елемент протифільтраційної завіси, потрібно враховувати явища розущільнення на етапах її формування, коли розвиток порожнини супроводжується поширенням радіальних тріщин переважно в зоні максимального ущільнення, а далі настанням фази схлопування, під час якої під дією хвилі розвантаження напрям руху масиву змінює знак на зворотний.

Теоретичні дослідження динаміки розвитку деформаційних процесів в ґрунті під дією вибуху, виконані з урахуванням переходу політропічного процесу в адіабатичний, дозволили отримати просторово-часові параметри утворення порожнини і розвитку деформованої зони, що узгоджуються з експериментальними даними і дозволяють визначити час існування порожнини в структурно нестійкому ґрунті до завалення її стінок.

3.3. Механізм заповнення вибухової порожнини тиксотропним розчином

Відомо [65 - 67], що існує можливість транспортування матеріалу заповнювача у вертикальну порожнину шляхом суміщення двох процесів – вибуху вертикального заряду в слабкому водонасиченому ґрунті під потужним шаром заповнювача (у відомому способі нижній шар представлено морським мулом, верхній – водонасиченим піском), причому потужність обох шарів складала 10 м. Однак успішність виконання цієї технології не означає, що метод беззаперечно реалізується в будь – яких ґрунтових умовах. Дуже важливо для практичного втілення цього методу виявити механізм виконання вертикальної газової порожнини у складних умовах. Вони створюються цілим рядом факторів, які включають ґрунтові умови та особливості фізики вибухового процесу.

Утворення вертикальної порожнини вибухом подовженого заряду в нестійкому ґрунті з одночасним чи наступним її заповненням структуруючим розчином суттєво ускладнюється пульсаційними процесами під час утворення щілини і нездатністю деформованого структурно нестійкого ґрунту в стінках порожнини протистояти дії хвилі розрідження під час зворотного процесу пульсації. В зв'язку з цим мають бути вивчені можливості і особливості процесів одночасного або послідовного заповнення вертикальної вибухової щілини розчином.

Наприклад, традиційний спосіб заповнення газової порожнини полягає в розміщенні розчину заповнювача в утвореній вибухом виробці (щілині) шляхом заливання з поверхні за участю лише сил гравітації. Однак в структурно слабких ґрунтах, що незворотно втрачають зв'язність під впливом деформаційних процесів, та відповідно через недовговічність і нестійкість ущільненого шару поблизу межі з газовою порожниною, час існування виробки значно менший часу, потрібного на заливання в неї

розчину. Отже, потрібні інші рішення, які б могли узгодити два процеси в часі.

По закінченні фази розширення продуктів вибуху починаються пульсаційні процеси в порожнині, пов'язані з пружною післядією стисненого середовища. Якщо стінки порожнини складені достатньо пластичним ґрунтом типу глини, стінки порожнини внаслідок пульсації не руйнуються, можливе лише утворення окружних відривних тріщин в області за максимально ущільненою зоною [7]. В сипких піщаних чи суглинистих водонасичених ґрунтах порожнина під час першого коливання (стискання) може частково чи повністю обвалитись. Якщо застосовувати вибухову технологію формування порожнини в структурно нестійкому ґрунті, слід приділити відповідну увагу можливості збереження її стінок після вибуху.

Для отримання стійкої порожнини (сховища) в слабкому ґрунті навколо свердловини перед вибухом достатньо в деяких випадках ґрунт зволожити, а краще – виповнити закріплюючим розчином, в якому розміщується подовжений заряд. Якщо ж вибухом споруджуються в слабкому ґрунті системи паль, піщаних дрен [68, 69] або протифільтраційні діафрагми, достатньо лише досягти пригнічення на певний час зворотнього руху стінок порожнини – до моменту, коли заповнюючий матеріал з поверхні опуститься під власною вагою чи під дією інших сил в порожнину. Цього потребує, наприклад, вибухова технологія спорудження вертикальної завіси типу “стіна в ґрунті”, коли в порожнину, утворену вибухом системи паралельних вертикальних зарядів або в щілину розміщується антифільтраційний розчин [70]. В цьому випадку час існування порожнини і час опускання наповнювача на задану глибину H повинні бути узгоджені між собою.

Згідно з відомим досвідом влаштування в мулистому дні акваторії морського порту системи піщаних паль – дрен на глибину до 10 м вибухом системи вертикальних лінійних зарядів [69] можливе успішне розміщення у вибухових порожнинах піщаної засипки з верхнього намитого шару піску. Для цього товщина піщаного шару має бути близькою до потужності оброблюваного вибухом мулистого масиву морського дна.

Враховуючи нестійкість водонасиченого мулу, порожнина мала б “зхлопнутись” значно раніше, але досліді [69] свідчать про протилежне. Пояснити цей феномен можна лише наявністю процесу “всмоктування” піщаного ґрунту з верхнього шару під дією коливальних процесів на межі поділу шарів засипки і закріпленого ґрунтового масиву з одночасним утворенням розрідження в газовій порожнині, що спричиняється різким падінням температури газів.

Оскільки процес розвитку порожнини починається на контакті верхнього торця заряду з піщаним шаром, а вибухові гази не мають вільного виходу з порожнини, можна припустити переважання пульсації вздовж осі порожнини від поверхні поділу середовищ. Цьому процесові також може

сприяти ударна хвиля, відбита від межі поділу двох шарів (коли вона є хвилею розрідження).

Чим менша швидкість детонації ВР в лінійному заряді, тим більш виразно буде розвиватись згадане явище осьової пульсації; отже, для таких робіт слід рекомендувати низькошвидкісні ВР та розміщення більш стисливого заповнювача порівняно з ґрунтом, який створить умови для появи на торці заряду відбитої хвилі розрідження, скерованої в порожнину по її осі. Прийmemo, що параметри падаючої на межу поділу середовищ хвилі будуть P_1 , u_1 та V_1 . Відбита хвиля розрідження поширюється з відповідними параметрами P_2 , u_2 та V_2 . При піддатливому другому середовищі масові швидкості згідно з умовою нерозривності $u_1 = u_3$. Отже, для наближених розрахунків можна орієнтуватись на масову швидкість в ударній хвилі при вибуху в піщаному ґрунті, а саме:

$$u_2 = u_3 = 4,72 \left(\frac{R}{\sqrt[3]{Q}} \right)^{-2,06}, \text{ м/с.} \quad (3.14)$$

Згідно з [68, 69] можливий варіант, коли швидкість в хвилі розрідження зростає порівняно з падаючою хвилею (при вмісті газової складової в межах 2 %, що реально для водного розчину глиноцементної або глинофосфатної суміші). Однак, зважаючи на можливість більшого вмісту повітря в суміші, прийmemo $u_1 = u_2$.

Відповідно даним досліджень в реальних умовах при спорудженні екрану, заглиблення торцевої частини подовженого заряду $Q_{екв}$, що працює як зосереджений, в режимі часткового викидання (показник дії вибуху становить $n = 2$) складе при $C_{II} = 1,0 \text{ кг/м}$ близько 0,2 м. Тоді значення масової швидкості: $u_2 = 4,72 \cdot Q^{\frac{2}{3}} / R^2 = 118 \text{ м/с}$.

Оскільки вертикальний напрямок руху масових часток ґрунту над зарядом та відповідно тиксотропного розчину співпадає з напрямком дії сили земного тяжіння, проведемо розрахунки за аналогією з відомими для падіння тіла. Якщо швидкість руху падаючого тіла $v = \sqrt{2gh}$, де g – прискорення земного тяжіння, або в нашому випадку – початкове прискорення під дією хвилі розрідження; h – висота падіння (прийmemo для розрахунків 5,0 м), тоді фактичне прискорення при початковій масовій швидкості $v = 118 \text{ м/с}$ становить: $g = \frac{v^2}{2h} = 1400 \text{ м/с}^2$. Із залежності $h = 0,5gt^2$ визначимо час падіння розчину: $t = \sqrt{\frac{2h}{g}} = 0,085 \text{ с} = 85 \text{ мс}$.

Отриманий час падіння розчину в порожнину під дією хвилі розрідження, що спричиняє схлопування газового пухиря, співмірний з часом розширення порожнини, визначеним в розділі 3.2.

Для перевірки наведених міркувань виконано модельні фізичні дослідження. Методика експериментів передбачала підривання подовженого заряду довжиною 70 мм і діаметром 4 мм в сухому піщаному ґрунті при

заглибленні його верхнього торця в межах 0...70 мм від поверхні ґрунтового масиву. Для контролю за переміщенням поверхні ґрунту на ньому над зарядом укладався металевий диск діаметром 26 мм, центр якого співпадав з віссю заряду. Далі співвісно з зарядом на поверхні ґрунту встановлювалась циліндрична прозора ємність діаметром 104 мм, закріплена в основі на горизонтальному дисковій значно більшого діаметра, що призначався для запобігання прориву вибухових газів в атмосферу під час вибуху заряду і розкидання піску з торцевої частини вибухової порожнини (рис. 3.3), тобто ефекту викидання ґрунту. В ємність засипався сухий пісок, призначений для створення набивки над зарядом і для заповнення порожнини, утвореної під час вибуху. Рівень засипки піску в ємність складав ≈ 100 мм, тобто заряд мав працювати в умовах повного камуфлету при всіх варіантах його заглиблення відносно металевого диска, або відносно вихідного рівня ґрунту в моделі.



Рис. 3.3. Модельний подовжений заряд



Рис. 3.4. Металевий диск над зарядом



Рис. 3.5. Ємність з піском



Рис. 3.6. Воронка після вибуху

Згідно з даними [71] мінімальні параметри воронки викидання досягаються при величині набивки $\bar{h} = 0,55 \text{ м/кг}^{0,5}$. В перерахунку на діаметр заряду $d_{зар} = 4 \text{ мм}$ гранична величина набивки складе близько 60 мм. Якщо врахувати, що рівень піску в ємності над зарядом значно перевищує наведене

значення довжини набивки, всі модельні вибухи відбувались в умовах камуфлету. Лише присутність на поверхні ґрунтового масиву металевого диска дозволяє встановити, за рахунок якого ґрунту (з основного масиву або з ємності) заповнюється вибухова порожнина. Під час експерименту фіксувались 3 параметри – величина заглиблення верхнього торця заряду під основною поверхнею ґрунтового масиву, величина осідання піску в ємності після вибуху і глибина занурення в ґрунт металевого диска, які мали свідчити про наявність і масштаб прояву ефекту прискореного вертикального падіння ґрунту з верхніх шарів в порожнину під час пульсаційних рухів в порожнині і навколишньому масиві. Фактично наявність будь-якого опускання металевого диска після вибуху нижче його вихідного положення має довести прояви співвісного з силою тяжіння пульсаційного руху деформованого вибухом масиву і його переважання над радіальним. Про масштаб цього явища має свідчити величина опускання диска. Слід акцентувати на тому, що обраний для експериментів сухий, практично незв'язний дрібнозернистий пісок здатний найкраще продемонструвати чистий механізм пульсації в порожнині без наявності помітного набуття міцності ґрунтом в зоні об'ємних деформацій під дією вибуху. Результати виконаних досліджень наведені на рис. 3.7–3.9.

$$y = \Delta H, \text{мм}$$

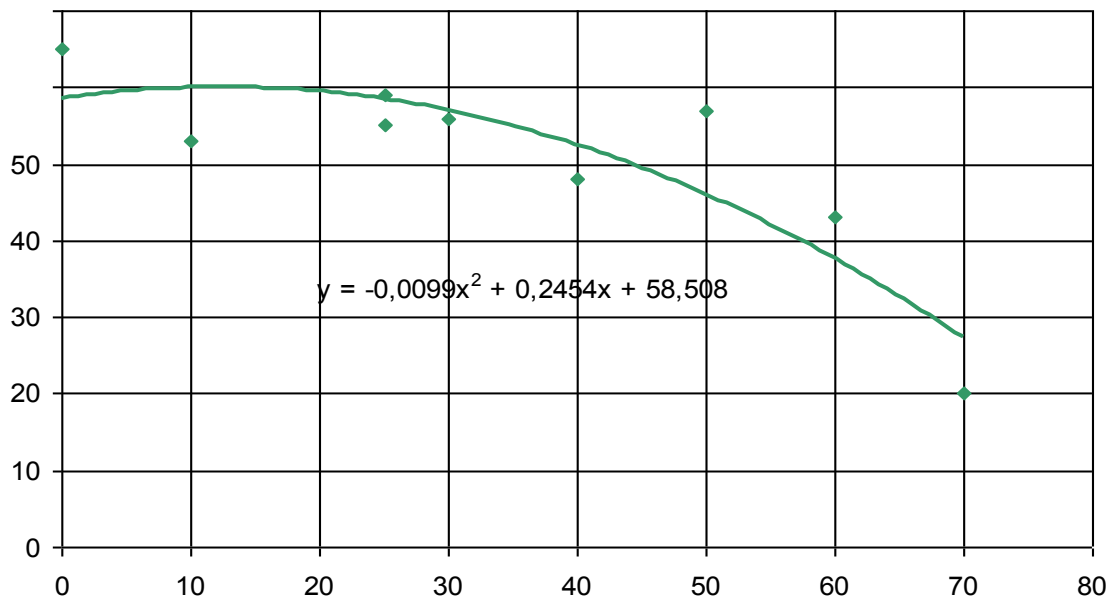


Рис. 3.7. Залежність величини опускання рівня піску в ємності після вибуху від величини набивки

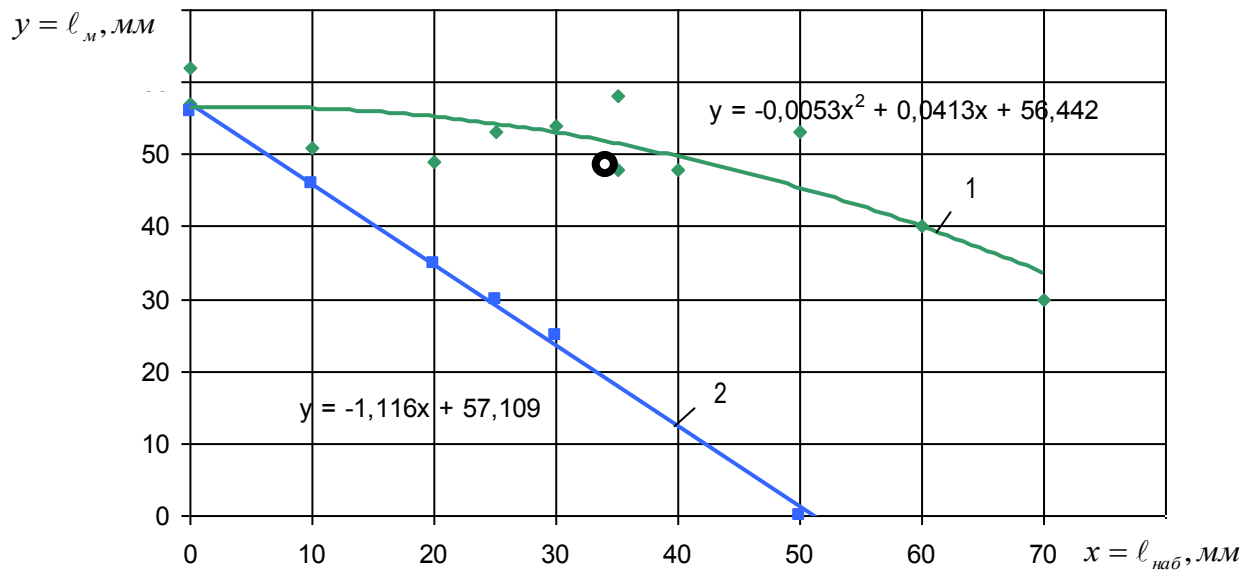


Рис. 3.8. Залежність глибини осідання диска від величини набивки:
1 – відносно денної поверхні; 2 – відносно верхнього торця заряду.

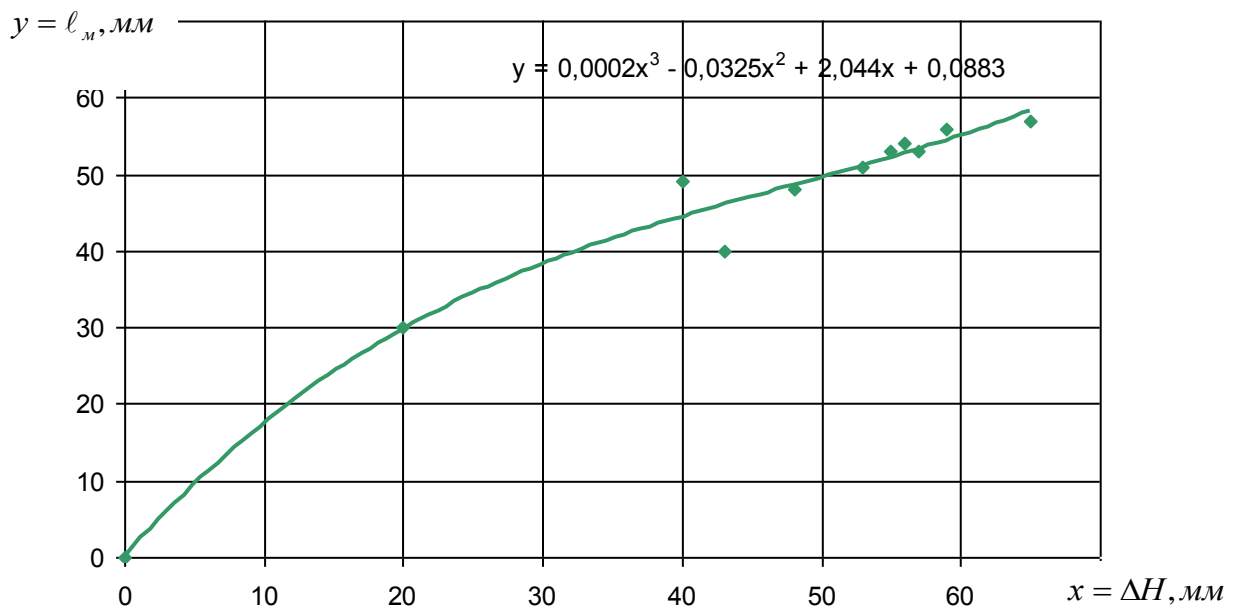


Рис. 3.9. Залежність між величинами опускання диска і рівня піску в ємності

Аналіз наведених на рис. 3.7 і 3.9 залежностей дозволяє зробити наступні висновки:

- при відсутності заглиблення вертикального заряду довжиною 70 мм ($\ell_{\text{наб}} = 0$), тобто розташуванні торця на контакті з поверхнею величина занурення диска після вибуху була співмірна з довжиною заряду і складала близько 60 мм;

- занурення диска в порожнину супроводжувалось заповненням порожнини піском з ємності, при цьому осідання рівня піску в ємності склало теж 60 мм;
- співпадання за характером і числовими значеннями залежностей величини осідання рівня піску в ємності ΔH та величини занурення диска в масив l_m від глибини закладання верхнього торця заряду $l_{наб}$ свідчить про відповідне співпадання діаметра ємності з піском та усередненого діаметра вибухової порожнини;
- оскільки за умовами експерименту виключено можливість викидання піску у верхній частині порожнини, заповнення порожнини відбувається майже виключно за рахунок піску з ємності, що підтверджується відповідним зануренням диска. Лише в нижній торцевій частині заряду на рівні 60 мм і нижче порожнина заповнюється власним ґрунтом під впливом пульсації (радіальної та осьової).
- в подальшому із зростанням відстані між диском і верхнім торцем заряду розвиток залежностей $\Delta H(l_{наб})$ і $l_m(l_{наб})$ ідентичний, тобто величина осідання рівня піску в ємності співмірна з зануренням диска в порожнину і ці величини досягають нуля при глибині набивки близько 82 мм або понад 20 діаметрів заряду;
- оскільки металевий диск в експериментах є свідком і мірилом величини переміщення ґрунту з ємності в порожнину, на рис. 3.8 побудовано залежність 2, яка визначає положення диска у вибуховій порожнині після закінчення процесу. Це положення має визначати, яка частина ґрунту з ємності заповнюватиме порожнину. Значення l'_m на цій залежності побудовані шляхом віднімання від l_m величини $l_{наб}$. Отримана пряма 2 пересікає вісь абсцис при величині заглиблення заряду близько 50 мм. Отже, при такому заглибленні порожнина заповнюється ґрунтом, розташованим під металевим контрольним диском. Ґрунт, що опускається з ємності, при цьому значенні $l_{наб}$ не досягає порожнини і лише свідчить про опускання в порожнину надпорожнинного цілика потужністю ≈ 50 мм. Звідси витікає висновок, що в умовах експерименту найбільш прийнятним варіантом виконання комбінованої технології є розташування верхнього торця заряду на контакті з заповнювачем, розташованим в ємності;
- додатковим свідченням значення вертикальних пульсацій в заповненні порожнини є експеримент, позначений на залежності 1 (рис. 3.8) точкою, обведеною колом. Цей експеримент виконано в аналогічних для інших умов, але без можливості опускання піску з ємності. Для цього пісок в ємності був відділений від основного масиву на рівні її основи спеціальним засувом. В цьому випадку при $l_{наб} = 35$ мм величина опускання диска практично не відрізнялась від такої при можливості осідання ґрунту з ємності. Це означає, що ґрунт в ємності не є основним джерелом пульсаційного процесу, а лише постачає матеріал для повного або часткового заповнення порожнини;

- головним висновком виконаних досліджень є випередження в часі руху цілика над зарядом в сторону вибухової порожнини під дією вертикальних пульсацій в порівнянні з горизонтальними.

Для керування процесом схлопування потрібно побудувати систему таким чином, щоб утримати стінки порожнини від радіального руху в сторону осі заряду. Час, потрібний для утримання стінок порожнини, може не перебільшувати часу падіння розчину. При цьому слід забезпечити вільний рух в надпорожнинному просторі, де знаходиться ємність з розчином. Можливості утримання порожнини від передчасного обрушення стінок полягають в збільшенні в'язкості примикаючих до зарядної порожнини шарів ґрунту через застосування ряду заходів попереднього чи суміщеного з процесом вибуху введення в масив рідких розчинів або закріплюючих пластичних елементів.

В результаті проведених досліджень можна зробити наступні висновки:

Відомі технологічні варіанти формування ущільненої зони вибухом в структурно нестійких ґрунтах незалежно від техніки їх виконання передбачають участь структуруючих розчинів, що одночасно виконують кілька завдань – створення на стінках зарядної порожнини глинизованої кірки підвищеної міцності для утримання стінок порожнини від обрушення або сповзання, перемішування з обрушеним ґрунтом в порожнині, формування стійкості ущільненого вибухом ґрунту до дії пульсацій, формування протифільтраційної суцільної завіси вибухом системи зарядів.

Вибух у свердловині з глинистим розчином викликає пульсаційні процеси, що супроводжуються динамічною фільтрацією рідини та ущільненням навколишнього ґрунтового масиву.

Рух води зі складу глинистого розчину під дією вибуху має відхилення від лінійного закону Дарсі, змінює напрямок струменя відтисненої води, який з прискореною швидкістю проникає в стінки виробки.

У такому режимі опір стінки траншеї з рухом віджатої води зі складу глинистого розчину під дією вибуху можна визначити за допомогою суперпозиції в'язкості глинистого розчину й інерційного опору ґрунту.

Висока надійність протифільтраційної діафрагми може бути забезпечена комбінованим методом її спорудження, коли структуруючий розчин розміщується в зарядній виробці і в поверхневих ємностях. Завдяки сповільненню процесу руйнування стінок вибухової порожнини під дією пульсаційних явищ і використанню відбитої з поверхні вибухової хвилі стінки порожнини утримуються достатньо часу для подачі в порожнину розчину з поверхні.

РОЗДІЛ 4

ОСНОВНІ ТЕХНОЛОГІЧНІ ПАРАМЕТРИ ОБЛАШТУВАННЯ СИСТЕМИ ВИБУХОВИХ ПАЛЬ-ДРЕН

4.1 Основні параметри вибухових робіт, що визначають ступінь ущільнення і зміцнення слабкої основи

В роботах [72, 73] до основних параметрів, що підлягають визначенню при застосуванні способу ущільнення слабких ґрунтів вибухом вертикальних подовжених зарядів з одночасним формуванням піщаних паль, входять: глибина закладання верхнього торця і довжина подовженого заряду, а також діаметр утвореної вибухом циліндричної порожнини, тобто діаметр палі-дрени. В цих роботах на основі узагальнення результатів натурних випробувань і основних уявлень динаміки вибуху в водонасичених ґрунтах [74] отримані наступні емпіричні формули:

для глибини h_k (м) закладання верхнього торця подовженого заряду, що забезпечує камуфлетну дію вибуху

$$h_k = k_1 \sqrt{Сл} \quad (4.1)$$

для довжини l (м) заряду

$$l = h_c + h_3 - h_k \quad (4.2)$$

для діаметра утвореної вибухом порожнини d_c (м) (діаметра палі-дрени)

$$d_{\pi} = 2k_{\pi} \sqrt{Сл} \quad (4.3)$$

В (4.1) – (4.3) прийняті такі позначення: $Сл$ – лінійна щільність подовженого заряду, кг/м; k_1 – емпіричний коефіцієнт, $k_1 = 1,48 \text{ м}^{3/2}/\text{кг}^{1/2}$; h_c – відстань від поверхні ґрунту до підшови шару, що ущільнюється, м; h_3 – додаткове заглиблення нижнього торця подовженого заряду нижче підшови шару, що ущільнюється, $h_3 = 0,5 - 1,0$ м; k_{π} – коефіцієнт, значення від 0,2 до 0,31 $\text{м}^{3/2}/\text{кг}^{1/2}$ при зміні показника плинності I_L ґрунту від 1,1 до 0,5 при

$$I_L = 0,5 - k_{\pi} = 0,31 \text{ м}^{3/2}/\text{кг}^{1/2}.$$

Очевидно, що дана методика не враховує все різноманіття властивостей ущільнених слабких ґрунтів, особливо органічних і органо-мінеральних, відповідно має обмежену сферу застосування. В формули (4.1) – (4.3) не входять проектні параметри ущільнення слабого шару. Ступінь ущільнення рекомендується регулювати шляхом зміни відстані між палями-дренами, що може виявитися не завжди раціональним. Призначення глибини закладання верхнього торця подовженого заряду тільки за умовою камуфлетної дії вибуху може виявитися не завжди визначальною, оскільки при досить великій глибині паль-дрен ґрунту піщаної пригрузки може виявитися недостатнім для заповнення вибухової порожнини на всю глибину, хоча при цьому умова камуфлету і буде виконуватися. Величину h_k , розраховану по формулі (4.1) можна вважати максимальною, тобто достатньою для любых умов вибуху і типу ВР.

Слід зазначити, що різні автори рекомендують різні значення h_k . Так, в роботі [75] для вибуху в лесових ґрунтах рекомендується приймати $h_k = (60 \div 70)r_3$, де r_3 – радіус вертикального подовженого заряду. В роботі

[76] для таких же умов рекомендується значення $h_k = (220 \div 220)r_3$. Розкид зазначених значень можна зменшити, якщо врахувати наявність шару води (на жаль, в роботі [75] не вказана його потужність) на поверхні масива, що ущільнюється. Врахування цього шару збільшило би вказане в роботі [75] значення h_k .

Більш прийнятним є підхід, що запропонований в роботі [77]. Пропонується для забезпечення камуфлетної дії вертикального подовженого заряду заглиблювати його торець не менше, чим на три радіуси порожнини, що утворюється при вибуху. Для нашого випадку цю умову можна записати у вигляді:

$$h_k = 3R_{\text{св}} = 1,5d_{\text{св}} \quad (4.4)$$

де $R_{\text{св}}$, $d_{\text{св}}$ - відповідно радіус і діаметр піщаної палі. Приймаючи діаметр палі рівний діаметру вибухової порожнини $h_{\text{п}}$ і з врахуванням відомого взаємозв'язку між діаметром $h_{\text{п}}$ і лінійною щільністю заряду Сл в слабких ґрунтах в вигляді (4.3), отримаємо

$$h_k = 3k_{\text{п}}\sqrt{\text{Сл}} \quad (4.5)$$

В роботі [78] для визначення h_k рекомендується наступна формула:

$$h_k = W - 0,5l_{\text{т}} \quad (4.6)$$

де W - глибина закладання зосередженого заряду, яка еквівалентна по масі торцевій частині подовженого заряду, що діє на викидання; $l_{\text{т}}$ - довжина торцевої частини подовженого заряду.

Величини W і $l_{\text{т}}$ визначаються за формулами

$$W = \sqrt[3]{\frac{Q}{q(0,4+0,6n^3)}} \quad (4.7)$$

$$l_{\text{т}} = \frac{4}{3} \left(\frac{K}{k} \right)^3 r_{\text{ц}}. \quad (4.8)$$

В (4.7), (4.8) прийняті позначення: Q - маса еквівалентного зосередженого заряду, кг; q - розрахункова питома витрата ВР, кг/м³; $n = 0,6 \div 0,8$ показник дії вибуху; K , k - експериментальні коефіцієнти, що виражають розміри зони впливу вибуху відповідно циліндричного і зосередженого зарядів; $r_{\text{ц}}$ - радіус подовженого заряду, м.

Основним недоліком даного підходу є необхідність визначення значень K і k для вибуху подовженого заряду і зосереджених зарядів, що в два рази збільшує необхідний об'єм експериментальних досліджень. Використання для визначення $k_{\text{п}}$ в формулі (4.3) показника текучості є неприйнятним при влаштуванні паль-дрен в органічних і органо-мінеральних ґрунтах, так як навіть при повному водонасиченні в силу особливостей їх структури вони не втрачають зв'язності.

Таким чином, можна зробити висновок, що для визначення основних параметрів вибухових робіт (глибини закладання верхнього торця подовженого заряду, його лінійної щільності, відстані між зарядами в залежності від проектних параметрів ущільнення слабого ґрунту) в даний час немає достатньо науково обґрунтованих методик.

Утворення піщаних паль-дрен за допомогою вибуху вертикальних зарядів має ряд особливостей в порівнянні з утворенням піщаних паль традиційними механізованими способами [79-83]. Ці особливості характерні вже для початкового етапу реалізації способу. Так, при механізованому способі влаштування піщаних паль на поверхню слабого ґрунту відсипають піщану подушку потужністю 0,5...0,7 м, з метою забезпечення безперешкодного проходу механізмів, за допомогою яких влаштовують палі. Крім того, піщана подушка, яка поєднує вертикальні піщані палі, збирає в них воду і слугує горизонтальним дренажем (порова вода з вертикальних верхніх шарів водонасиченого слабого ґрунту віджимається вертикально верх в горизонтальну піщану подушку).

При влаштуванні піщаних паль-дрен за допомогою вибуху, мінімальна потужність h_{min} відсипної (навивної) на поверхню слабого шару піщаної подушки визначається, по перше, з умови забезпечення камуфлетності дії вибуху (під камуфлетністю мають на увазі відсутність ефекту викидання ґрунту при вибуху) і, по друге, з умови достатності об'єму ґрунту над вибуховою порожниною для формування палі-дрени з проектними параметрами. Варто зауважити, що точне визначення величини заглиблення верхнього торця вертикального циліндричного заряду, який забезпечує камуфлетність вибуху, пов'язане зі значними труднощами, так як вимагає постановки, понайменше, двомірної осесиметричної задачі про нестационарний рух шаруватого ґрунтового масиву і продуктів детонації (ПД). З огляду на складності при виборі механіко-математичної моделі, що відображає поведінку слабких водонасичених ґрунтів (особливо торфів) при динамічних навантаженнях, і при визначенні параметрів цієї моделі скористаємося емпіро-аналітичним методом визначення мінімально допустимої потужності піщаної подушки h_{min} .

Приймаємо, що верхній торець вертикального подовженого заряду при утворенні піщаної палі-дрени розташовується на границі поділу слабого ущільненого шару і шару насипного (навивного) піску. Довжина заряду приймається рівною потужності слабого шару. Газову порожнину, що утворюється в результаті вибуху подовженого заряду, будемо представляти у вигляді циліндра, що обмежений з торців напівсферами. Діаметр сферичних частин порожнини дорівнює діаметру її циліндричної частини (рис. 4.1), що узгоджується з результатами експериментальних досліджень [84].

Камуфлетність дії вибуху і утворення в тілі піщаної подушки провальної воронки забезпечує умова:

$$P_K \leq P_{KP} \quad (4.9)$$

де P_K - тиск продуктів детонації (ПД) на стінки вибухової порожнини в її кінцевому стані; P_{KP} - деякий критичний тиск ПД в порожнині в кінцевому стані, при якому забезпечується утворення на поверхні насипного шару провальної воронки внаслідок заповнення мінеральним ґрунтом вибухової порожнини.

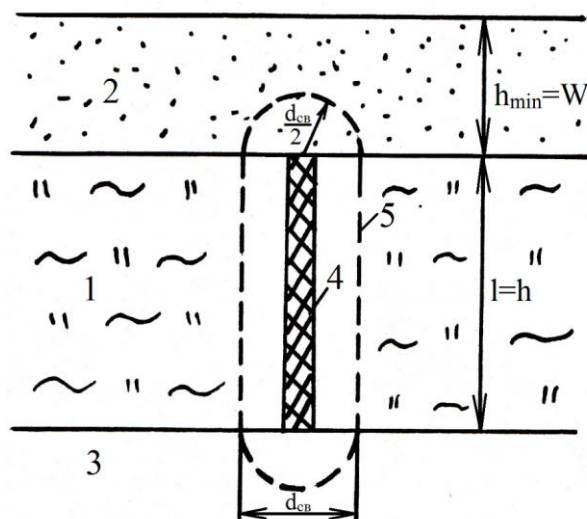


Рис. 4.1 Схема до розрахунку мінімально допустимої потужності насипного (намивного) шару за умовою камуфлетності дії вибуху подовженого вертикального заряду: 1 – шар слабого водонасиченого ґрунту; 2 – шар насипного (намивного) піску; 3 – підстиляючий мінеральний ґрунт; 4 – заряд ВР; 5 – межа порожнини вибуху подовженого заряду в кінцевому стані.

Величини, що входять в умову (4.9) визначимо, виходячи з наступних міркувань.

Приймаємо, що розширення вибухових газів відбувається по ізентропі, рівняння якої має вигляд :

$$P = A \cdot \rho_{\text{пд}}^{n_o} + B \cdot \rho_{\text{пд}}^{\gamma_o + 1} \quad (4.10)$$

де P – тиск газів в порожнині вибуху, Па; $\rho_{\text{пд}}$ – поточна щільність продуктів детонації ВР, кг/м³; A, B, n_o, γ_o – константи.

Для визначення констант A, B, n_o, γ_o в роботах [85, 86] використовується пропозиція Л.Д. Ландау і В.Я. Зельдовича розглядати розширення ПД від $P = P_n$ (P_n – початковий тиск ПД в об'ємі заряду для випадку миттєвої детонації) до деякого тиску $P = P_K$ по ізентропі

$$P = P_n \left(\frac{\rho_{\text{пд}}}{\rho_n} \right)^{k_{\text{п}}}, \quad (4.11)$$

а від $P = P_K$ до $P = P_o$ – по ізентропі

$$P = P_K \left(\frac{\rho_{\text{пд}}}{\rho_K} \right)^{k_o} = P_o \left(\frac{\rho_{\text{пд}}}{\rho_{no}} \right)^{k_o}, \quad (4.12)$$

де k_n, k_o – показники ізентроп відповідно при великому і малому тиску ПД ($k_n + k_o$); ρ_n – початкова щільність ПД (приймається рівною щільності ВР); ρ_K – щільність ПД при тиску P_K ; P_o, ρ_{no} – атмосферний тиск і відповідна йому щільність ПД.

Ізентропа (4.10) при великих діаметрах співпадає з ізентропою (4.11), а при малих тисках – з ізентропою (4.12). Тоді константи A, B, n_o, γ_o визначаються з таких умов: криві, що задовольняють рівнянням (4.10) і (4.11), мають загальну точку (P_n, ρ_n) і загальну дотичну в цій точці. Криві (4.10) і (4.12) мають загальну дотичну при $P \rightarrow P_o$. ПД при розширенні від P_n

до P_o здійснюють роботу, що дорівнює енергії вибухового перетворення Q . Ці умови спільно з рівнянням (4.10) дають систему чотирьох рівнянь для визначення констант [85, 86]:

$$\left. \begin{aligned} k_{\Pi} &= n_o + \frac{B \cdot \rho_n^{\gamma_o}}{P_n} (\gamma_o - n_o + 1); \\ \gamma_o &= k_o - 1; \\ Q &= \frac{P_n}{\rho_n (n_o - 1)} + \frac{B \cdot \rho_n^{\gamma_o - 1} (n_o - \gamma_o - 1)}{(\gamma_o - 1)(n_o - 1)}; \\ P_n &= A \cdot \rho_n^{n_o} + B \cdot \rho_n^{\gamma_o + 1} \end{aligned} \right\} \quad (4.13)$$

Початковий тиск ПД визначається за формулою [14]:

$$P_n = \frac{\rho_n \cdot D_o^2}{[2(k_{\Pi} + 1)]}, \quad (4.14)$$

де D_o - швидкість детонації ВР, м/с.

Тоді кінцеве значення ПД в порожнині вибуху подовженого заряду P_K будемо визначати по формулі (4.10) при $\rho_{\text{пд}} = \rho_{\text{пд}}^{(K)}$, де $\rho_{\text{пд}}^{(K)}$ - щільність ПД на момент зупинення руху порожнини:

$$\rho_{\text{пд}}^{(K)} = \frac{m_{\text{пд}}^{(K)}}{V_{\Pi}^{(K)}}, \quad (4.15)$$

де $m_{\text{пд}}^{(K)}$ - маса ПД в порожнині на момент закінчення руху; $V_{\Pi}^{(K)}$ - об'єм порожнини в її кінцевому стані.

Нехтуючи процесами тепло- і масообміну в навколишньому ґрунті вибухової порожнини, приймаємо $m_{\text{пд}}^{(K)} = l \cdot C_L$, де l - довжина заряду (або, що теж саме, потужність слабого шару).

Беручи діаметр d_{Π} вибухової порожнини рівний діаметру $d_{\text{св}}$ палідрени з врахуванням прийнятої форми для порожнини вибуху (при довжині циліндричної частини рівної довжині заряду l), записуємо об'єм $V_{\Pi}^{(K)}$ у вигляді суми об'ємів циліндру і сфери:

$$V_{\Pi}^{(K)} = \frac{\pi \cdot d_{\text{св}}^2}{4} l + \frac{\pi \cdot d_{\text{св}}^3}{6} = \frac{\pi \cdot d_{\text{св}}^2}{2} \left(\frac{d_{\text{св}}}{3} + \frac{l}{2} \right). \quad (4.16)$$

Підставляючи (4.16) і вираз для $m_{\text{пд}}^{(K)}$ в формулу (4.15), отримуємо

$$\rho_{\text{пд}}^{(K)} = \frac{4 \cdot l \cdot C_L}{\pi \cdot d_{\text{св}}^2 (l + \frac{2}{3} d_{\text{св}})}. \quad (4.17)$$

З врахуванням (4.17) вираз для визначення P_K має вигляд:

$$P_K = A \left[\frac{4 \cdot l \cdot C_L}{\pi \cdot d_{\text{св}}^2 (l + \frac{2}{3} d_{\text{св}})} \right]^{n_o} + B \left[\frac{4 \cdot l \cdot C_L}{\pi \cdot d_{\text{св}}^2 (l + \frac{2}{3} d_{\text{св}})} \right]^{\gamma_o + 1} \quad (4.18)$$

Значення $P_{\text{кр}}$ отримаємо з встановленої у роботі [12] методом моделювання в вакумній камері закономірності, що визначає межі утворення провальних воронк над сферичними газовими порожнинами в піщаному ґрунті:

$$E_o^0 = 0,014 \exp \left(\frac{6,91}{\sqrt{W^o}} \right), \quad (4.19)$$

де E_o^0 , W^o - безрозмірні значення відповідно граничної енергії газу в порожнині і глибини її закладання. При $E^o \leq E_o^0$ на поверхні ґрунтового масиву утворюється провальна воронка.

Вирази для E^o і W^o мають вигляд [87]

$$E^o = \frac{E}{(\rho_H g W + P_o) W^3}, \quad (4.20)$$

$$W^o = \frac{W}{r_o}, \quad (4.21)$$

де E – повна енергія газу в порожнині радіусом r_o ; ρ_H – щільність ґрунту; W – глибина закладання центру симетрії порожнини; g – постійна сили тяжкості; P_o – атмосферний тиск.

Перепишемо вираз (4.19) для сферичної порожнини діаметром $2r = d_{CB}$, центр симетрії якої розташований на глибині $W = h_{min}$ (рис. 4.1). Тоді у виразі (4.19):

$$W^o = \frac{2h_{min}}{d_{CB}}. \quad (4.22)$$

Енергія газу в сферичній порожнині діаметром d_{CB} [87]

$$E = \frac{P \cdot V}{(k_o - 1)} = \frac{\pi \cdot P \cdot d_{CB}^3}{[6(k_o - 1)]}. \quad (4.23)$$

В (4.23) величині P надаємо значення $P_{кр}$, підставляємо (4.22) і (4.23) в (4.20) і (4.21) з врахуванням значень для $r_o = \frac{d_{CB}}{2}$ і $W = h_{min}$, а потім отримані вирази в (4.19), отримуємо рівняння для визначення $P_{кр}$:

$$\frac{\pi \cdot P_{кр} d_{CB}^3}{6(k_o - 1)(\rho_H g h_{min} + P_o) h_{min}^3} = 0,014 \exp \left(\frac{6,91}{\sqrt{\frac{2h_{min}}{d_{CB}}}} \right), \quad (4.24)$$

Звідки

$$P_{кр} = \frac{0,084}{\pi \cdot d_{CB}^3} (k_o - 1)(\rho_H g h_{min} + P_o) h_{min}^3 \exp \left(6,91 \left[\frac{2h_{min}}{d_{CB}} \right]^{-\frac{1}{2}} \right). \quad (4.25)$$

Підставляємо праві частини виразів (4.18) і (4.25) в умову (4.9), отримуємо рівняння відносно h_{min} :

$$A \left[\frac{4 \cdot l \cdot C_L}{\pi \cdot d_{CB}^2 (l + \frac{2}{3} d_{CB})} \right]^{n_o} + B \left[\frac{4 \cdot l \cdot C_L}{\pi \cdot d_{CB}^2 (l + \frac{2}{3} d_{CB})} \right]^{\gamma_o + 1} = \frac{0,084}{\pi \cdot d_{CB}^3} (k_o - 1)(\rho_H g h_{min} + P_o) h_{min}^3 \exp \left(6,91 \left[\frac{2h_{min}}{d_{CB}} \right]^{-\frac{1}{2}} \right). \quad (4.26)$$

Вирішення рівняння (4.26) відносно h_{min} в цьому вигляді не є можливим, тому воно вирішувалося методом послідовних наближень.

Якщо використати відому залежність кінцевого діаметру вибухової порожнини $d_{\Pi} = d_{CB}$ в торф'яному ґрунті від лінійної щільності заряду [87]

$$d_{\Pi} = d_{CB} = K_{СЖ} \sqrt{C_L}, \quad (4.27)$$

де $K_{СЖ}$ – коефіцієнт стиснення водонасиченого торф'яного ґрунту при вибуху подовженого заряду (для середньорозкладених торфів по даним [87] $K_{СЖ} = 0,76 \div 0,84 \text{ м}^{3/2}/\text{кг}^{1/2}$), то з (4.26) можна виключити C_L :

$$A \left[\frac{4 \cdot l}{\pi \cdot K_{СЖ}^2 \left(l + \frac{2}{3} d_{CB} \right)} \right]^{n_o} + B \left[\frac{4 \cdot l}{\pi \cdot K_{СЖ}^2 \left(l + \frac{2}{3} d_{CB} \right)} \right]^{\gamma_o + 1} =$$

$$\frac{0,084}{\pi \cdot d_{CB}^3} (k_0 - 1) (\rho_H g h_{min} + P_o) h_{min}^3 \exp \left(6,91 \left[\frac{2h_{min}}{d_{CB}} \right]^{-\frac{1}{2}} \right). \quad (4.28)$$

З використанням рівняння (4.28) було досліджено вплив діаметра палі-дрени d_{CB} , довжини заряду (палі-дрени) l і типу ВР на величину h_{min} при $\rho_H = 1600 \text{ кг/м}^3$, $P_o = 1 \cdot 10^5 \text{ Па}$, $K_{СЖ} = 0,8 \text{ м}^{3/2}/\text{кг}^{1/2}$.

Параметри рівняння стану ПД вибухових речовин, для яких були проведені розрахунки, прийняті для тротилу за літературними даними [86], а для остальных ВР розраховані шляхом вирішення системи рівнянь (4.13) і приведені в табл. 4.1.

На рис. 4.2. наведені залежності $h_{min} = f(d_{CB})$ при різних l і $h_{min} = f(l)$ при різних d_{CB} , а на рис. 4.3 – залежності $h_{min} = f(l)$ при $d_{CB} = 0,5 \text{ м}$ для різних типів ВР.

Видно, що найбільший вплив на величину h_{min} дає діаметр палі-дрени і тип ВР. Зі збільшенням d_{CB} значення h_{min} росте, що очевидно зв'язано зі зростанням лінійної щільності заряду C_L за законом $C_L \sim d_{CB}^2$. Довжина заряду l (або потужність слабого шару) впливають на h_{min} в значно меншій мірі. Помітним цей вплив є в області малих l , а також зростає зі збільшенням d_{CB} .

Таблиця 4.1

Параметри рівняння стану ПД

Тип ВР	ρ_n , кг/м ³	D_o , м/с	$\frac{Q}{4187 \frac{\text{Дж}}{\text{кг}}}$	k_n	k_o	n_o	γ_o	A , Па $\left(\frac{\text{кг}}{\text{м}^3}\right)^{-n_o}$	$\frac{B \cdot 10^5, \text{ Па}}{\left(\frac{\text{кг}}{\text{м}^3}\right)^{-n_o}}$
		$P_n \cdot 10^{-9}$, Па							
Тротил	1600	6940	1000	3,0	1,25	3,12	0,25	0,884	0,623
		9,63							
Амоніт 6ЖВ	1000	4340	1030	1,90	1,25	1,97	0,25	3495,1	0,723
		3,248							
Грамоніт 79/21	950	3850	1030	1,90	1,25	2,22	0,25	191,0	3,126
		2,428							
Ігданіт	900	2800	850	1,56	1,25	1,74	0,25	3673,0	1,766
		1,378							
Грануліт АС-8	1000	4100	1242	1,56	1,25	1,51	0,25	$1,12 \cdot 10^5$	-0,907
		3,283							

Аналіз рівнянь (4.26) (або, що теж саме, рівняння (4.28)) і представлені на рис. 4.2, 4.3 залежності показують, що принцип геометричної подоби для даної задачі не виконується. Це зв'язано з врахуванням в розрахунках ваги насипу і використанням рівняння стану ПД у вигляді (4.10). Тому отримати залежності для розрахунку h_{min} типу (4.1) не є можливим. Так, для тротилу

мінімальна потужність піщаної подушки знаходиться в проміжку від $h_{min} = 1,01d_{CB}$ при $l = 2$ м і $d_{CB} = 1$ м до $h_{min} = 1,7d_{CB}$ при $d_{CB} = 0,1$ м і любій l . З врахуванням типу ВР це розкидання ще більше. Максимальне значення $h_{min} = 4,22d_{CB}$ отримано для грамоніта 79/21 при $d_{CB} = 0,5$ м і $l = 16$ м.

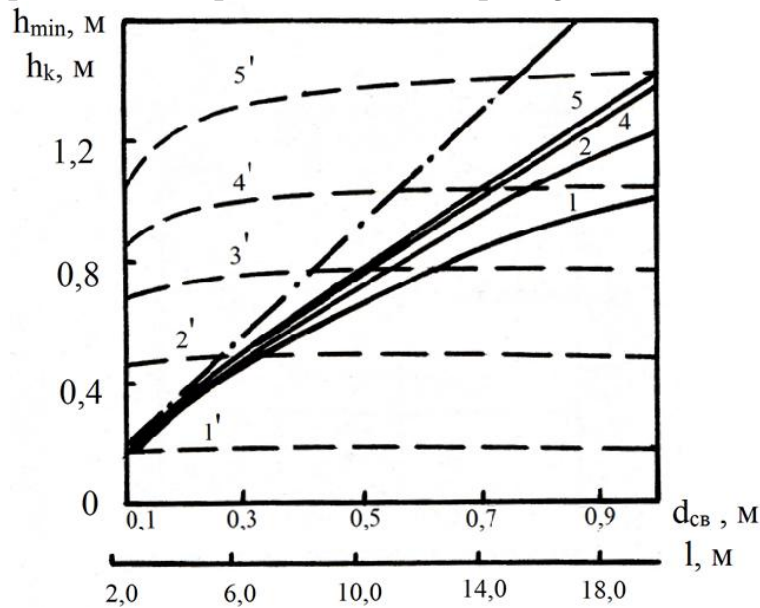


Рис. 4.2 Залежність мінімально допустимої потужності насипного (навивного) шару від діаметра палі-дрени (суцільні лінії) і від довжини заряду (довжини палі-дрени або потужності слабого шару) (пунктирні лінії): 1, 2, 3, 4, 5 при $l = 2, 4, 8, 12$ і 16 м відповідно; $1', 2', 3', 4', 5'$ при $d_{CB} = 0,1; 0,3; 0,5; 0,7; 1$ м відповідно; $h_k = f(d_{CB})$ у відповідності з залежністю (2.1).

Розглянемо, як співвідносяться залежності $h_{min} = f(d_{CB})$, які отримали за методикою, запропонованою авторами, і отриманими у відповідності з формулою (4.1). Для цього вираз (4.1) перетворимо з врахуванням (4.27), звідки $\sqrt{C_L} = \frac{d_{CB}}{K_{CЖ}}$. Тоді (4.1) буде мати вигляд:

$$h_K = \frac{k_1}{K_{CЖ}} d_{CB}. \quad (4.29)$$

З врахуванням прийнятого в розрахунках $K_{CЖ} = 0,8 \text{ м}^{3/2}/\text{кг}^{1/2}$ і рекомендованого в роботах [72, 73] значення $K_1 = 1,48 \text{ м}^{3/2}/\text{кг}^{1/2}$, вираз (4.29) можна записати: $h_K = 1,85d_{CB}$. Ця залежність нанесена на рис. 4.2 штрихпунктирною лінією. Як зазначалося, ця залежність дає значення h_K з запасом, причому незалежно ні від довжини заряду, ні від типу ВР.

Оцінимо мінімально допустиму потужність відсипки (навивання) піску за умовою забезпечення формування при вибуху палі-дрени заданих параметрів, а саме: діаметра d_{CB} , глибини l і щільності складаючого її ґрунту ρ_{CB} .

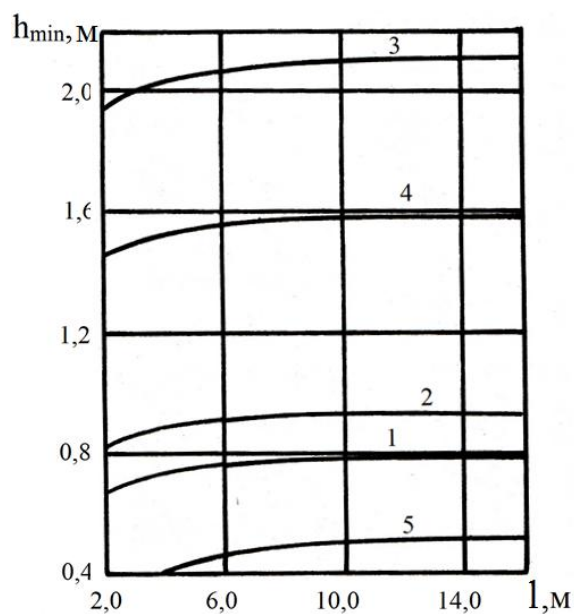


Рис. 4.3. Залежність $h_{min}=f(l)$ для різних типів ВР при $d_{CB} = 0,5$ м: 1 – тротил; 2 – амоніт №6 ЖВ; 3 – грамоніт 79/21; 4 – ігданіт; 5 – грануліт АС–8.

Для вирішення поставленої задачі використаємо розрахункову схему, що представлена на рис. 4.4.

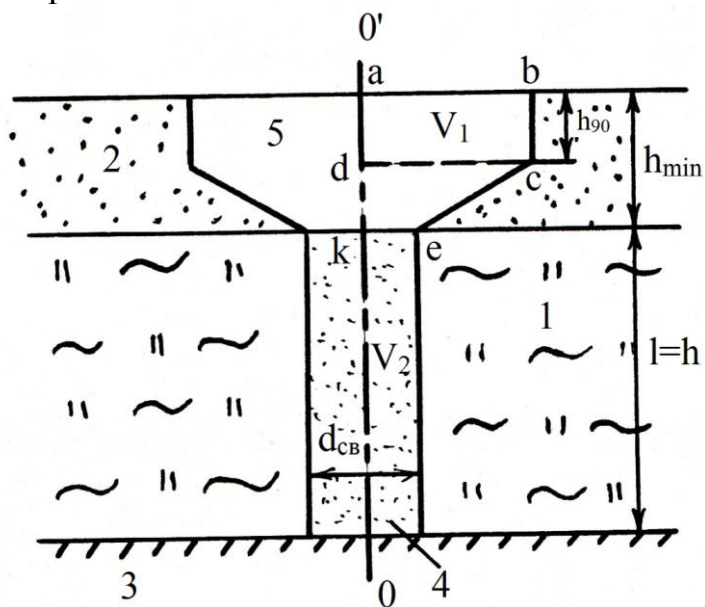


Рис. 4.4. Схема до розрахунку мінімально допустимої потужності насипного (навивного) шару за умовою гарантованого формування палі-дрени заданих параметрів: 1 – слабкий ґрунт, 2 – насипний (навивний) ґрунт, 3 – підстиляючий мінеральний ґрунт, 4 – паля-дрена, 5 – провальна воронка.

При цьому будемо виходити з відомого механізму формування однієї палі-дрени при вибуху подовженого заряду ВР в пригнуженому насипом шарі слабого ґрунту, у відповідності з яким паля-дрена об'ємом V_2 утворюється шляхом обрушення у вибухову порожнину насипного ґрунту об'ємом провальної воронки V_1 . Дослідні вибухи в натурних умовах

показали, що в загальному випадку вертикальний переріз провальної воронки, що утворюється в насипі, має форму показану на рис. 4.4.

Необхідною умовою повного заповнення палі заданих параметрів є рівність мас піску в об'ємах провальної воронки і палі-дрени:

$$\rho_H V_1 = \rho_{CB} V_2. \quad (4.30)$$

Очевидно, об'єм V_1 є сума об'ємів тіла, що утворений обертанням навколо осі симетрії $00'$ провальної воронки і палі-дрени прямокутника $abod$ і перевернутого усіченого конусу, що утворився обертанням навколо осі $00'$ чотирикутника $odke$.

Підсумовуючи отримані на основі розрахункової схеми рис. 4.4 ці об'єми, після нескладних перетворень отримаємо вираз для визначення V_1 :

$$V_1 = \pi \left\{ \frac{d_{CB}}{2} (h_{min} - h_{90}) \left[\frac{d_{CB}}{2} + (h_{min} - h_{90}) ctg \gamma \left(1 + \frac{(h_{min} - h_{90})}{3d_{CB}} 2ctg \gamma \right) \right] + h_{90} d_{CB} + h_{min} - h_{90} ctg \gamma \right\} \quad (4.31)$$

де $h_{90} = 2C_H ctg \left[\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_H}{2} \right] / (\rho_H g)$ - гранична висота вертикального укосу для насипного (намивного) піщаного ґрунту, м; ρ_H , C_H , φ_H - відповідно щільність, кг/м³, зчеплення, Па і кут внутрішнього тертя ґрунту насипу, градус, γ - кут природнього укосу насипного (намивного) ґрунту, градус.

Об'єм палі-дрени

$$V_2 = \frac{\pi}{4} d_{CB}^2 l. \quad (4.32)$$

Підставляючи вирази (4.31) і (4.32) в (4.30), отримаємо рівняння третього ступеня відносно h_{min} :

$$\pi \rho_H \left\{ \frac{d_{CB}}{2} (h_{min} - h_{90}) \left[\frac{d_{CB}}{2} + (h_{min} - h_{90}) ctg \gamma \left(1 + \frac{(h_{min} - h_{90})}{3d_{CB}} 2ctg \gamma \right) \right] + h_{90} d_{CB} + h_{min} - h_{90} ctg \gamma \right\} = \pi \rho_{CB} d_{CB}^2 l. \quad (4.33)$$

Очевидно, що аналітичне вирішення рівняння (4.33) відносно h_{min} буде громіздким. Відносно l воно має менш громіздкий і більш вдалий для розрахунків вигляд:

$$l = \frac{4}{d_{CB}^2 \rho_{CB}} \left\{ \frac{d_{CB}}{2} (h_{min} - h_{90}) \left[\frac{d_{CB}}{2} + (h_{min} - h_{90}) ctg \gamma \left(1 + \frac{(h_{min} - h_{90})}{3d_{CB}} 2ctg \gamma \right) \right] + h_{90} d_{CB} + h_{min} - h_{90} ctg \gamma \right\}. \quad (4.34)$$

На рис. 4.5 наведені залежності $h_{min} = f(l)$ при різних значеннях діаметра палі-дрени d_{CB} і $\frac{\rho_H}{\rho_{CB}} = 1$, $\gamma = 30^\circ$, $h_{90} = 0$, а на рис. 4.6 $h_{min} = f(l)$ при різних значеннях h_{90} насипного ґрунту і $\frac{\rho_H}{\rho_{CB}} = 1$, $\gamma = 30^\circ$ і $d_{CB} = 0,7$ м. Аналіз залежностей, що наведені на цих рисунках дозволяє зробити висновок, що зі збільшенням зчеплення і кута внутрішнього тертя насипного ґрунту h_{min} зростає. Це пояснюється зменшенням радіуса провальної воронки.

Зіставлення кривих, що приведені на рис. 4.5, 4.6 і рис. 4.2, 4.3 показує, що в залежності від конкретних умов виробництва робіт h_{min} , що визначено

за першою умовою (умова камуфлетності), може перевищувати h_{min} , що визначено за другою умовою (умова заповнення дрени), і навпаки. В будь-якому випадку виходить визначати обидва значення h_{min} і з цих двох значень приймати більше.

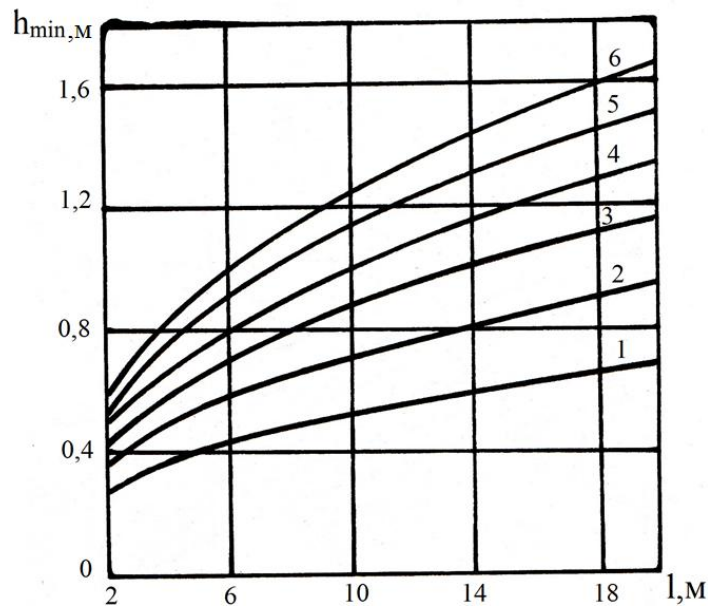


Рис. 4.5 Залежність мінімально допустимої потужності насипного (навивного) піщаного шару від довжини палі-дрени при різних значеннях d_{CB} : 1, 2, 3, 4, 5, 6 = d_{CB} = 0,3; 0,5; 0,7; 0,9; 1,1; 1,3 відповідно.

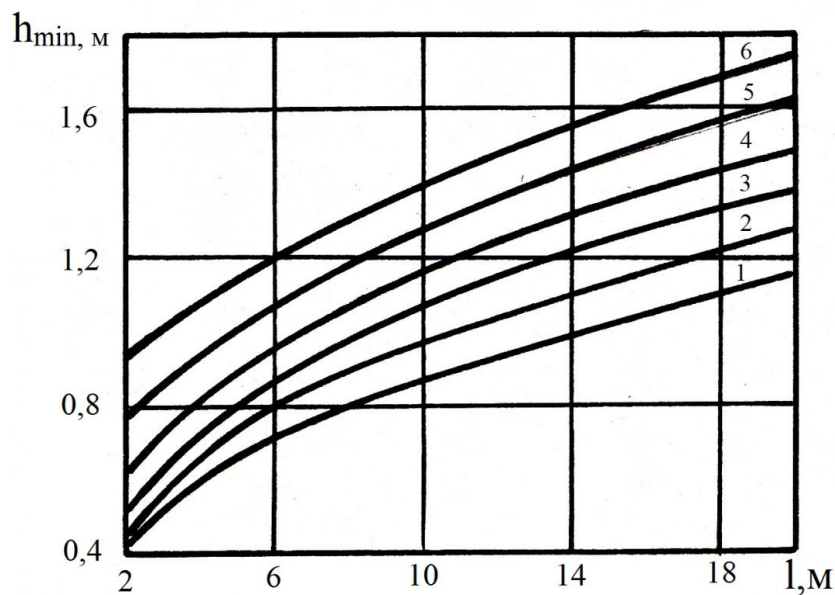


Рис. 4.6 Залежність h_{min} від довжини l при різних значеннях h_{90} насипного (навивного) ґрунту: 1, 2, 3, 4, 5, 6 - h_{90} = 0; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8; 1 м відповідно

Також до уваги потрібно брати рекомендації [88], у відповідності до яких мінімальна потужність пригнученого насипу з розрахунку одиничного проїзду транспорту приймають рівною 0,8 м для болота I типу і 1 м для болота II типу у відповідності з відомою класифікацією [88].

Також, як є обмеження на максимальну потужність насипного (намивного) шару, є і обмеження на максимальну його потужність [88, 89]. Максимально допустима потужність насипу h_{max} визначається несучою здатністю торф'яної основи, яка в свою чергу, визначається виходячи з умови недопущення утворення зони пластичних деформацій (зони зрушень), яка приводить до випирання торфа з під насипу (руйнування основи). Однією з найбільш простих є умова забезпечення безпеки основи [88, 89]:

$$q \leq q_{кр} \quad (4.35)$$

$$q_{кр} = \pi \cdot c, \quad (4.36)$$

де q – розрахункове навантаження на основу; $q_{кр}$ – початкове критичне навантаження на основу, яке відповідає початку утворення зон граничної рівноваги; c – питоме зчеплення торфа.

Оскільки предметом досліджень в роботі є процеси передбудівельної підготовки слабкої основи, а саме: ущільнення слабого ґрунту за допомогою паль-дрен, то важливим є визначення максимально допустимої за умовою (4.35) потужності першого пригрузочного шару (h_{maxI}). Згідно рекомендаціям [88], для запобігання випирання ґрунту на болотах I - II типів, повністю заповнених торфом, h_{maxI} слід призначати за даними, наведеними нижче:

Опір торфу зрушенню, 10^{-2} МПа	0,49	0,59	0,69	0,78	0,88	0,98	1,08	1,18
h_{maxI} , м	1,10	1,80	2,10	2,30	2,50	2,70	2,85	3,0

Таким чином, якщо значення h_{min} , буде більше h_{maxI} , необхідно або змінити параметри вибухових робіт (відповідно параметри паль-дрен), або провести розрахунок консолідації слабкої товщі під дією ваги першого пригрузочного шару з метою визначення ходу зміцнення слабкої основи і моменту можливого безпечного нарощування висоти насипу до h_{min} .

Крім вказаних вище значень h_{min} і h_{max} , важливим з точки зору розрахунку параметрів ущільнення слабкої основи за допомогою піщаних паль-дрен є значення робочої (або керуючої) позначки пригрузочного насипу, яке назначається виходячи з умови [88]: 1) необхідної несучої здатності основи в консолідованому стані; 2) мінімально допустимого перевищення насипу над рівнем болота; 3) недопущення залишкових деформацій в тілі насипу від транспортних і інших додаткових навантажень. Потрібно також враховувати, що за умовами забезпечення поверхневого стоку, попередження повторної заболочуваності і надійності роботи покриттів проїздів і технологічних майданчиків мінімально допустиме робоче перевищення насипу над поверхнею болота складає 0,8 м [88]. Методика розрахунку робочої товщі насипу на слабкій основі викладена в [89].

4.2. Розрахунок параметрів вибухових робіт при влаштуванні піщаних паль-дрен

Розрахунки, методика виконання і результати яких приведені в даному розділі, необхідні для дослідження впливу параметрів вибуху на параметри ущільнення і зміцнення слабкої основи, а також для визначення початкових параметрів вибухових робіт по влаштуванню піщаних паль-дрен при заданих проектних параметрах ущільнення (зміцнення) слабкої основи. Ці параметри потім можуть корегуватися, наприклад, з метою скорочення часу ущільнення слабкої основи (тривалості його передбудівельної підготовки) або оптимізації параметрів буропідливних робіт (БВР) і ущільнення по яким-небудь (наприклад, техніко-економічним) параметрам.

Згідно [79] площа перетину піщаних паль-дрен (в подальшому будемо називати палі)

$$F_{CB} = F_0 \frac{e_0 - e_{уп}}{e_0 + 1} = F_0 \Omega \quad (4.37)$$

де F_0 – площа основи, що ущільнюється; $\Omega = F_{CB}/F_0$; e_0 – коефіцієнт пористості слабких ґрунтів природної будови до ущільнення; $e_{уп}$ – коефіцієнт пористості цих ґрунтів після ущільнення.

Параметр $e_{уп}$ є інтегральним показником, що визначає ті значення міцністних, компресійних і інших властивостей слабого ґрунту, яких необхідно досягнути до моменту закінчення передбудівельної підготовки основи для забезпечення її стійкості і стабільності при заданному навантаженні.

З (4.37) маємо

$$\Omega = \frac{e_0 - e_{уп}}{e_0 + 1} \quad (4.38)$$

Загальна кількість піщаних паль в межах ущільненої основи

$$N = \frac{\Omega F_0}{\omega_{CB}} = \frac{F_{CB}}{\omega_{CB}}, \quad (4.39)$$

де ω_{CB} – площа поперечного перерізу палі. Очевидно, що $\omega_{CB} = \frac{\pi d_{CB}^2}{4}$.

З (4.39) отримаємо

$$\Omega = \frac{N \omega_{CB}}{F_0}. \quad (4.40)$$

Прирівнюємо праві частини виразів (4.38) і (4.40)

$$\frac{N \omega_{CB}}{F_0} = \frac{e_0 - e_{уп}}{e_0 + 1} \quad (4.41)$$

Звідси, з врахуванням виразу для площі поперечного перерізу палі, маємо

$$e_{уп} = e_0 - \frac{N \pi d_{CB}^2}{4 F_0} (1 + e_0), \quad (4.42)$$

або

$$N = \frac{F_0}{\omega_{CB}} \cdot \frac{e_0 - e_{уп}}{e_0 + 1} = \frac{4 F_0}{\pi d_{CB}^2} \cdot \frac{e_0 - e_{уп}}{e_0 + 1}. \quad (4.43)$$

З врахуванням (4.27) перепишемо (4.43) у вигляді

$$N = \frac{4 F_0}{\pi K_{CЖ}^2 C_L} \cdot \frac{e_0 - e_{уп}}{e_0 + 1}. \quad (4.44)$$

Розділивши ліву і праву частини виразу (4.44) на F_0 , отримаємо кількість паль на 1 м^2 площі основи, що ущільнюється

$$N_0 = \frac{N}{F_0} = \frac{4}{\pi K_{\text{СЖ}}^2 C_{\text{Л}}} \cdot \frac{e_0 - e_{\text{уп}}}{e_0 + 1}. \quad (4.45)$$

Помноживши ліву і праву частини виразу (4.45) на $C_{\text{Л}}$, отримаємо необхідну (розрахункову) питому витрату ВР на ущільнення 1 м^3 слабого ґрунту

$$C_0 = N_0 C_{\text{Л}} = \frac{4}{\pi K_{\text{СЖ}}^2} \cdot \frac{e_0 - e_{\text{уп}}}{e_0 + 1}. \quad (4.46)$$

З (4.46) видно, що розрахункова питома витрата ВР визначається необхідним ступенем ущільнення слабого ґрунту і її початковими властивостями (e_0 , $K_{\text{СЖ}}$). В той же час витрата буріння свердловин залежить від прийнятого діаметра палі або від лінійної щільності заряду (формула (4.45)).

Необхідна маса піску в кг на 1 м довжини піщаної палі визначається за формулою [79]:

$$G_{\text{П}} = \frac{\omega_{\text{СВ}} \rho_{\text{Н}}}{e_{\text{уп}} + 1} \cdot \left(1 + \frac{W_{\text{Н}}}{100}\right), \quad (4.47)$$

де $\rho_{\text{Н}}$, $W_{\text{Н}}$ – відповідно щільність, кг/м^3 і масова вологість, % піску під час влаштування піщаних паль.

З врахуванням виразу для $\omega_{\text{СВ}}$ і формули (4.27), перепишемо (4.47) у вигляді

$$G_{\text{П}} = \frac{\pi K_{\text{СЖ}}^2 C_{\text{Л}} \rho_{\text{Н}}}{4(e_{\text{уп}} + 1)} \cdot \left(1 + \frac{W_{\text{Н}}}{100}\right). \quad (4.48)$$

Помноживши $G_{\text{П}}$ на N_0 , що визначається по (4.45), отримаємо питому витрату піску, кг/м^3

$$G_{\text{П}}^0 = G_{\text{П}} N_0 = \frac{\rho_{\text{Н}}}{e_{\text{уп}} + 1} \cdot \frac{e_0 - e_{\text{уп}}}{e_0 + 1} \cdot \left(1 + \frac{W_{\text{Н}}}{100}\right). \quad (4.49)$$

Таким чином, питома витрата піску, як і питома витрата ВР, не залежить від прийнятого діаметру палі.

Помноживши ліві і праві частини виразів (4.45), (4.46) і (4.49) на потужність шару слабого ґрунту l , отримаємо витрату буріння, ВР і піску на 1 м^2 ущільненої основи:

$$L_0 = N_0 l = \frac{4l}{\pi K_{\text{СЖ}}^2 C_{\text{Л}}} \cdot \frac{e_0 - e_{\text{уп}}}{e_0 + 1}, \quad (4.50)$$

$$C_{\text{С}} = C_0 l = \frac{4l}{\pi K_{\text{СЖ}}^2} \cdot \frac{e_0 - e_{\text{уп}}}{e_0 + 1}, \quad (4.51)$$

$$G_{\text{П}}^{\text{С}} = l \frac{\rho_{\text{Н}}}{e_{\text{уп}} + 1} \cdot \frac{e_0 - e_{\text{уп}}}{e_0 + 1} \left(1 + \frac{W_{\text{Н}}}{100}\right). \quad (4.52)$$

Якщо врахувати, що

$$\frac{e_0 - e_{\text{уп}}}{e_0 + 1} = \lambda; \quad (4.53)$$

де λ - відносна днформація ґрунту, то (4.45), (4.46) і (4.49) можна переписати у вигляді:

$$N_0 = \frac{4 \lambda}{\pi K_{\text{СЖ}}^2 C_{\text{Л}}}; \quad (4.54)$$

$$C_0 = \frac{4 \lambda}{\pi K_{\text{СЖ}}^2}; \quad (4.55)$$

$$G_{\Pi}^0 = \frac{\rho_H \lambda}{e_{y\Pi} + 1} \left(1 + \frac{W_H}{100} \right). \quad (4.56)$$

Згідно [79, 89], палі-дрени можуть розташовуватися в плані за квадратною (рис. 4.7, а) або шахматною (рис. 4.7, б) сітками. Вказані на рис. 4.7 значення радіусів еквівалентних ґрунтових циліндрів необхідні для подальших розрахунків консолідаційних процесів в слабкій основі, що ущільнена піщаними палями-дренами.

При цьому площа ущільненої основи приймається рівною площі, що оконтурена лініями розташування піщаних паль [79]. Приймаємо форму площі основи прямокутною зі сторонами А і В. Тоді для квадратної сітки кількість паль в ряду

$$n_A = \frac{A}{d_{KB}} + 1, \quad (4.57)$$

де d_{KB} - відстань між палями (зарядами або вибуховими свердловинами) для квадратної сітки.

Кількість рядів паль

$$n_B = \frac{B}{d_{KB}} + 1. \quad (4.58)$$

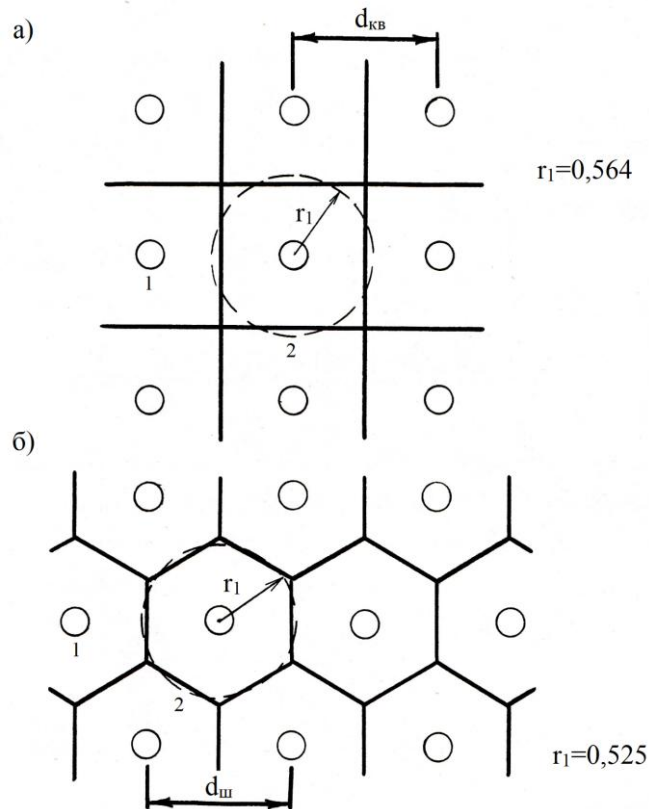


Рис. 4.7 Квадратна (а) і шахматна (б) сітки розташування піщаних паль-дрен: 1 – паля-дрена, 2 – границя еквівалентного ґрунтового циліндру

Тоді загальне число паль

$$N = n_A n_B = \left(\frac{A}{d_{KB}} + 1 \right) \left(\frac{B}{d_{KB}} + 1 \right). \quad (4.59)$$

З іншої сторони

$$N = N_0 F_0, \quad (4.60)$$

де N_0 - число паль на 1 м^2 площі ущільненої основи загальною площею $F_0 = A \cdot B$ (формула 4.54).

Прирівнюємо праві частини (4.59) і (4.60). Тоді

$$N_0 F_0 = \left(\frac{A}{d_{\text{KB}}} + 1 \right) \left(\frac{B}{d_{\text{KB}}} + 1 \right). \quad (4.61)$$

З (4.61) отримуємо квадратне рівняння відносно d_{KB} :

$$d_{\text{KB}}^2 (1 - N_0 F_0) + d_{\text{KB}} (A + B) + F_0 = 0, \quad (4.62)$$

Вирішення якого має вигляд:

$$d_{\text{KB}} = \frac{-(A+B) - \sqrt{(A+B)^2 - 4(1-N_0 F_0)F_0}}{2(1-N_0 F_0)}. \quad (4.63)$$

Вирішення зі знаком «+» перед коренем в чисельнику (4.63) відкидається як нефізичне. При врахуванні його d_{KB} виходить від'ємним.

Для квадратної в плані площі $A = B = \sqrt{F_0}$. Тоді вираз (4.63) буде мати вигляд:

$$d_{\text{KB}}^{(K)} = \frac{\sqrt{F_0}(1 + \sqrt{N_0 F_0})}{N_0 F_0 - 1}. \quad (4.64)$$

При шахматній сітці розташування паль їх кількість в непарних рядах

$$n'_A = \frac{A}{d_{\text{III}}} + 1, \quad (4.65)$$

де d_{III} - відстань між палями в ряду і між рядами паль при шахматній їх сітці.

В парних рядах кількість паль

$$n''_A = \frac{A}{d_{\text{III}}} \quad (4.66)$$

Кількість рядів паль

$$n_B = \frac{B}{d_{\text{III}}} + 1. \quad (4.67)$$

При непарному n_B загальна кількість паль

$$N = \left(\frac{n_B}{2} + 0,5 \right) \left(\frac{A}{d_{\text{III}}} + 1 \right) + \left(\frac{n_B}{2} - 0,5 \right) \frac{A}{d_{\text{III}}} = N_0 F_0, \quad (4.68)$$

Звідки отримуємо квадратне рівняння відносно d_{III}

$$2d_{\text{III}}^2 (1 - N_0 F_0) + d_{\text{III}} (2A + B) + 2F_0 = 0, \quad (4.69)$$

Вирішення якого дає вигляд

$$d_{\text{III}} = \frac{-(2A+B) - \sqrt{(2A+B)^2 - 16F_0(1-N_0 F_0)}}{4(1-N_0 F_0)}. \quad (4.70)$$

Вирішення зі знаком «+» перед корнем в чисельнику (4.70) відкидається як нефізичне. Для квадратної в плані площі ($A = B = \sqrt{F_0}$)

$$d_{\text{III}}^{(K)} = \frac{\sqrt{F_0}(3 + \sqrt{16N_0 F_0 - 7})}{4(N_0 F_0 - 1)}. \quad (4.71)$$

При парних n_B загальна кількість паль

$$N = \frac{n_B}{2} \left(\frac{A}{d_{\text{III}}} + 1 \right) + \frac{n_B}{2} \frac{A}{d_{\text{III}}} = N_0 F_0. \quad (4.72)$$

З (4.72), з урахуванням (4.67), отримаємо рівняння відносно d_{III} :

$$d_{\text{III}}^2 (1 - 2N_0 F_0) + d_{\text{III}} (2A + B) + 2F_0 = 0. \quad (4.73)$$

Вирішення рівняння (4.73) має вигляд

$$d_{\text{III}} = \frac{-(2A+B) - \sqrt{(2A+B)^2 - 8F_0(1-2N_0 F_0)}}{2(1-2N_0 F_0)}. \quad (4.74)$$

Вирішення зі знаком «+» перед коренем в чисельнику (4.74) відкидається як нефізичне. Для випадку $A = B = \sqrt{F_0}$ маємо

$$d_{\text{ш}}^{(K)} = \frac{\sqrt{F_0}(3 + \sqrt{16N_0F_0 + 1})}{2(2N_0F_0 - 1)}. \quad (4.75)$$

Аналіз наведених вище виразів для розрахунку загального числа паль-дрен N (формули (4.59), (4.68) і (4.72) і відстані між ними (формули (4.63), (4.64), (4.74) і (4.75)) показують, що значення цих параметрів залежать не тільки від загальної площі ущільненої основи, але і від її форми в плані.

Розрахунки показали, що різниця в величинах $d_{\text{ш}}$, які отримані за формулами (4.70) і (4.74), а також (4.71) і (4.75), не перевищують декількох відсотків, при чому при $F_0 \geq 1000 \text{ м}^2$ вони повністю співпадають. Таким чином, при шахматній сітці вибухових свердловин (паль-дрен) можна використовувати будь-які з виразів (4.70), (4.74) або, при квадратному в плані майданчику – (4.71) і (4.75).

Підставляємо в співвідношення (4.61) і (4.72) замість N_0 його вираз за (4.54), отримуємо залежність відносної деформації ущільнення слабого ґрунту від значень основних параметрів вибухових робіт:

для квадратної сітки свердловин

$$\lambda_K = \frac{\pi K_{\text{СЖ}}^2 C_{\text{Л}}}{4F_0} \left(\frac{A}{d_{\text{КВ}}} + 1 \right) \left(\frac{B}{d_{\text{КВ}}} + 1 \right). \quad (4.76)$$

для шахматної сітки свердловин

$$\lambda_{\text{ш}} = \frac{\pi K_{\text{СЖ}}^2 C_{\text{Л}}}{8F_0} \left(\frac{2A}{d_{\text{ш}}} + 1 \right) \left(\frac{B}{d_{\text{ш}}} + 1 \right). \quad (4.77)$$

Для квадратного в плані майданчика ($A = B = \sqrt{F_0}$) вирази (4.76) і (4.77) відповідно можна записати:

$$\lambda_K = \frac{\pi K_{\text{СЖ}}^2 C_{\text{Л}}}{4F_0} \left(\frac{\sqrt{F_0}}{d_{\text{КВ}}} + 1 \right)^2, \quad (4.78)$$

$$\lambda_{\text{ш}} = \frac{\pi K_{\text{СЖ}}^2 C_{\text{Л}}}{8F_0} \left(\frac{2\sqrt{F_0}}{d_{\text{ш}}} + 1 \right) \left(\frac{\sqrt{F_0}}{d_{\text{ш}}} + 1 \right). \quad (4.79)$$

З залежностей (4.76)–(4.79) видно, що відносна деформація ущільнення слабого ґрунту лінійно зростає зі збільшенням лінійної щільності заряду $C_{\text{Л}}$. Значення λ зменшується зі зростанням відстані між свердловинами пропорційно її квадрату. Про це свідчать також представлені на рис. 4.8 залежності $\lambda = f(C_{\text{Л}}, d_{\text{КВ}})$, які отримані у відповідності з виразом (4.78) при його $F_0 = 10000 \text{ м}^2$ ($A = B = 100 \text{ м}$) і $K_{\text{СЖ}} = 0,8 \text{ м}^{3/2}/\text{кг}^{1/2}$. Сімейство залежностей, які представлені на рис. 4.8, приведені до однієї залежності шляхом введення приведеної до лінійної щільності заряду відстані між вибуховими свердловинами (палями-дренами) $d_{\text{КВ}}^0 = \frac{d_{\text{КВ}}}{\sqrt{C_{\text{Л}}}}$ (рис. 4.9), що свідчить з виконання принципу геометричної подоби для дослідної задачі.

Залежності (рис. 4.10) показують, що площа ущільненої основи F_0 слабо впливає на величину λ . В максимальному ступені цей вплив проявляється при малих значеннях F_0 . Незначно відрізняються залежності $\lambda = f(F_0)$ при квадратній і шахматній сітці паль-дрени. При більших площах F_0 вони взагалі практично співпадають.

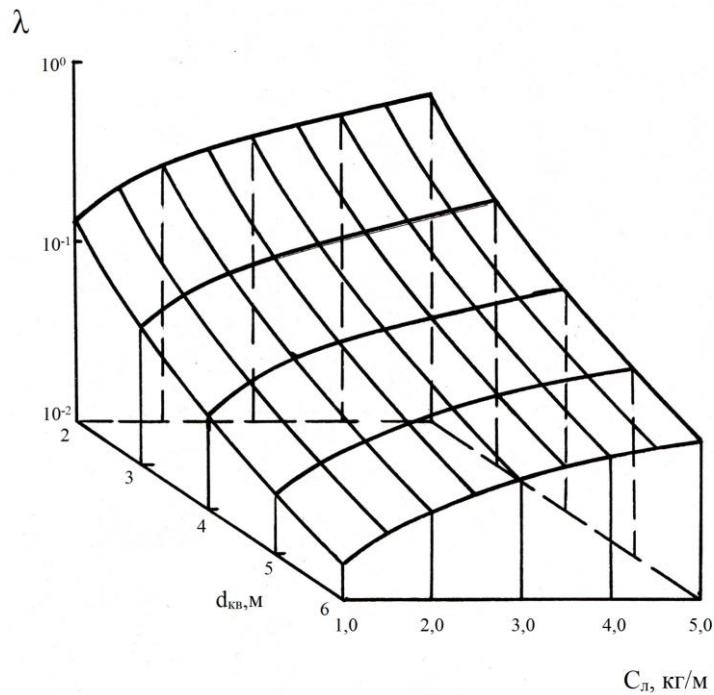


Рис. 4.8 Залежність відносної деформації ущільнення слабого ґрунту від лінійної щільності заряду C_L і від відстані між ними d_{KB} для квадратних сітки свердловини і ущільненого майданчику в плані

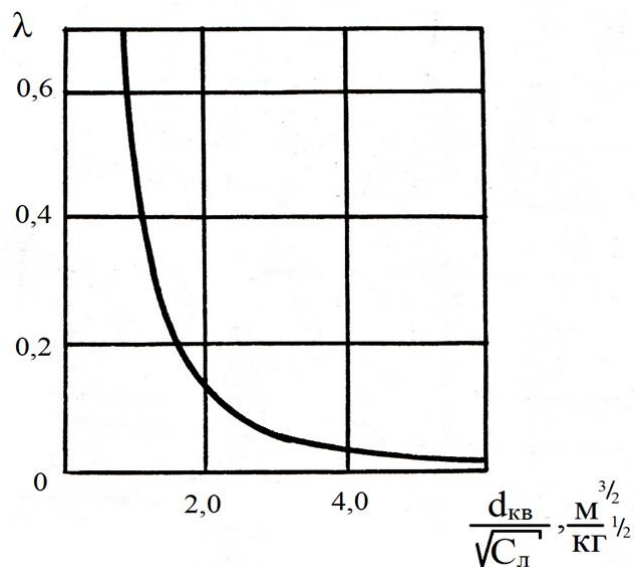
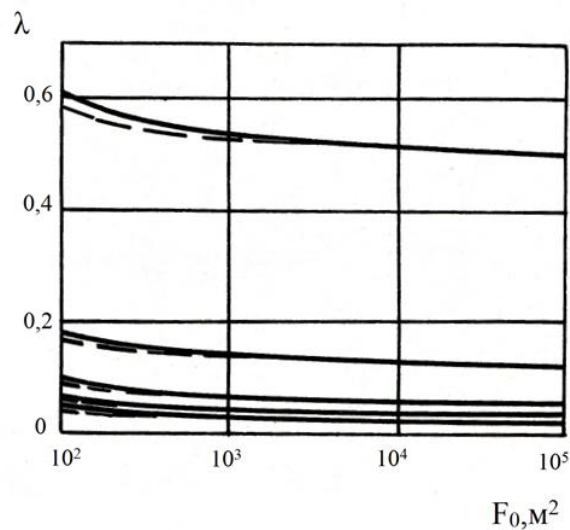


Рис. 4.9 Залежність відносної деформації слабого ґрунту від приведеної відстані між свердловинами (палями-дренами)

На рис. 4.11 показані залежності $\lambda = f(A/B)$ при $\frac{d_{KB(III)}}{\sqrt{C_L}} = 3 \text{ м}^{3/2}/\text{кг}^{1/2}$, $F_0 = 10000 \text{ м}^2$ і $K_{сж} = 0,8 \text{ м}^{3/2}/\text{кг}^{1/2}$. Ці залежності в певній мірі характеризують вплив форми майданчика ущільненої основи в плані на величину відносної деформації слабого ґрунту при інших рівних умовах. Якщо при квадратній сітці паль-дрен (суцільна лінія) залежність $\lambda = f(A/B)$

симетрична відносно осі $\frac{A}{B} = 1$, то для шахматної сітки (штрихова лінія) вона не симетрична.



1, 2, 3, 4, 5 - при $\frac{d_{KB}(m)}{\sqrt{C_{\lambda}}} = 1,0; 2,0; 3,0; 4,0; 5,0 \text{ м}^{3/2}/\text{кг}^{1/2}$

Рис. 4.10 Залежність відносної деформації слабого ґрунту від площі ущільненої основи при різних приведених відстанях між вибуховими свердловинами (палиями-дренами) при квадратній (суцільні лінії) і шахматній (пунктирні лінії) сітках їх розташування

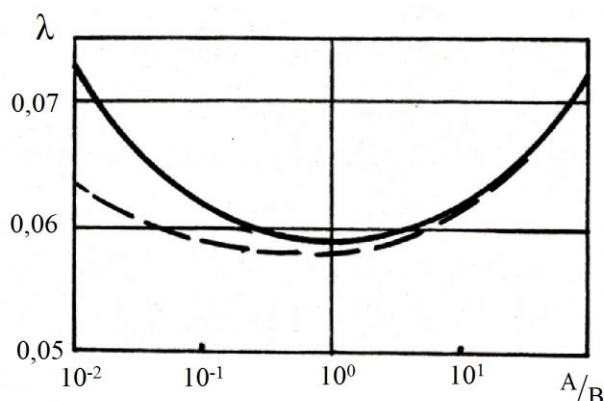


Рис. 4.11 Залежність $\lambda = f(A/B)$ при квадратній (суцільна крива) і шахматній (пунктирна крива) сітках розташування вибухових свердловин (паль-дрен)

Це пояснюється тим, що при шахматній сітці кількість вибухових свердловин (паль-дрен) в рядах неоднакове (є ряди з парним і непарним числом паль-дрен). Тому і величина λ визначається розташуванням рядів свердловин відносно сторін прямокутника A і B . Очевидно, що залежності (4.45), (4.46), (4.49), (4.56), (4.63), (4.64), (4.70), (4.71), (4.74), (4.75) можна використовувати для розрахунку основних параметрів вибухових робіт по влаштуванню піщаних паль-дрен.

4.3. Параметри ущільнення і зміцнення слабких водонасичених основ

Досліджуємо вплив заданого ступеню зміцнення основи на основні параметри вибухових робіт.

Згідно [90] коефіцієнт зміцнення слабкої основи, що визначається $K_{3M} = \frac{\tau_{pw}}{\tau_H}$, де τ_{pw} – опір ґрунту зрушенню в процесі консолідації, який відповідає вологості w і ущільненому навантаженню p ; τ_H – опір ґрунту в природному стані (в покладі), і таким чином визначає ступінь підвищення несучої здатності основи, залежить від відносної деформації наступним чином:

$$K_{3M} = (1 - \lambda)^{-3}, \quad (4.80)$$

Звідки

$$\lambda = 1 - K_{3M}^{-1/3}. \quad (4.81)$$

Тоді підставляємо (4.81) в вираз (4.54) – (4.56), з врахуванням (4.53), отримуємо шукані залежності:

$$N_0 = \frac{4}{\pi K_{CЖ}^2 C_L} \cdot (1 - K_{3M}^{-1/3}); \quad (4.82)$$

$$C_0 = \frac{4}{\pi K_{CЖ}^2} \cdot (1 - K_{3M}^{-1/3}); \quad (4.83)$$

$$C_{\Pi}^0 = \frac{\rho_H (K_{3M}^{1/3} - 1)}{e_0 + 1} \cdot \left(1 + \frac{W_H}{100}\right). \quad (4.84)$$

За допомогою нескладних перетворень з співвідношень (4.82) – (4.84) отримуємо залежності коефіцієнта зміцнення основи від основних параметрів вибухових робіт:

$$K_{3M} = \left(1 - \frac{\pi}{4} N_0 K_{CЖ}^2 C_L\right)^{-3}; \quad (4.85)$$

$$K_{3M} = \left(1 - \frac{\pi}{4} K_{CЖ}^2 C_0\right)^{-3}; \quad (4.86)$$

$$K_{3M} = \left[1 - \frac{C_{\Pi}^0 (e_{y\Pi} + 1)}{\rho_H \left(1 + \frac{W_H}{100}\right)}\right]^{-3}. \quad (4.87)$$

На рис. 4.12 представлені залежності $C_0 = f(K_{3M})$ і $C_S = f(K_{3M})$, значення C_S отримані множенням C_0 на l , на рис. 4.13 – залежності $N_0 = f(C_L)$ при різних значеннях K_{3M} , а на рис. 4.14 – залежності $C_{\Pi}^0 = f(K_{3M})$ при різних значеннях початкового коефіцієнту пористості e_0 і $C_{\Pi}^0 = f(e_0)$ при різних значеннях K_{3M} і $\rho_H = 1600 \text{ кг/м}^3$ і $W_H = 20 \%$. Наведені на рис. 4.12 – 4.14 залежності можуть бути використані для попередньої укрупненої оцінки параметрів БПР з ущільнення слабких основ за допомогою піщаних паль-дрен.

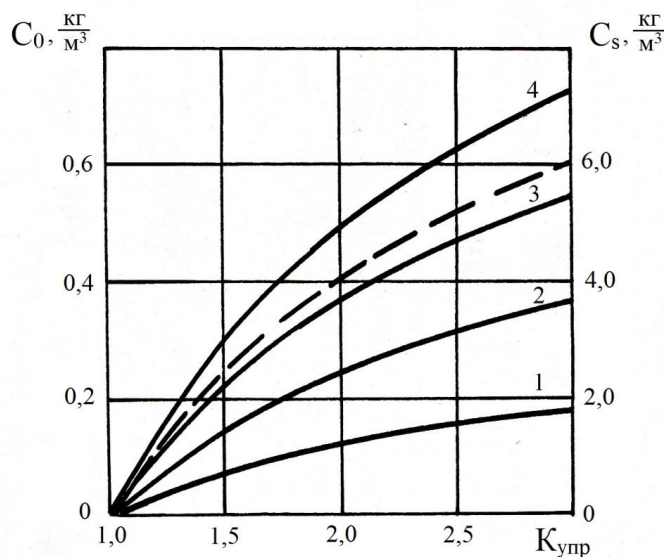


Рис. 4.12 Залежності питомої витрати ВР C_0 (пунктирна лінія) і витрати ВР на 1 м^2 площі ущільненої основи C_S (суцільні лінії) від коефіцієнта зміцнення $K_{ЗМ}$: 1, 2, 3, 4 - $l=3, 6, 9, 12 \text{ м}$ відповідно

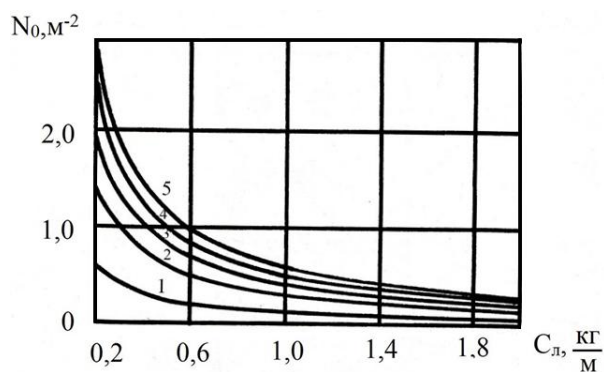


Рис. 4.13. Залежність кількості палів N_0 на 1 м^2 площі ущільненої основи від лінійної щільності зарядів ВР $C_{\text{Л}}$ при різних значеннях $K_{ЗМ}$: 1, 2, 3, 4, 5 - $K_{ЗМ} = 1,2; 1,6; 2; 2,4; 2,8$ відповідно

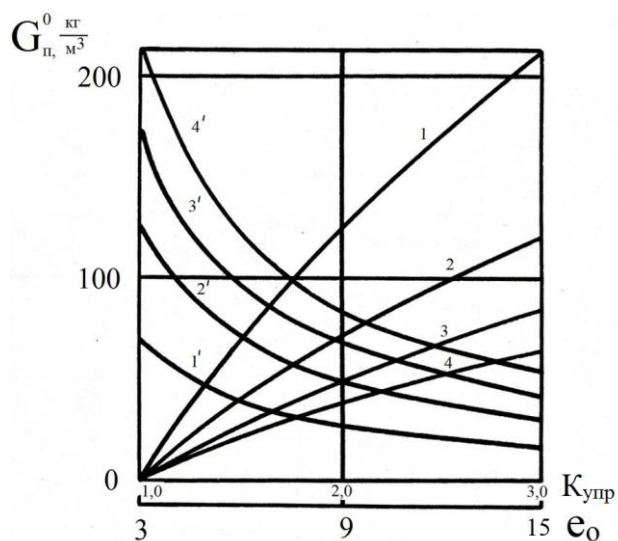


Рис. 4.14. Залежність питомої витрати піску $G_{\text{П}}^0$ від коефіцієнта зміцнення основи при різних значеннях e_0 (позначено цифрами без штрихів)

і залежність C_{Π}^0 від e_0 при різних значеннях K_{3M} (позначені цифрами зі штрихами): 1; 2; 3; 4 - $e_0 = 3; 6; 9; 12$ відповідно; 1; 2; 3; 4 - $K_{3M} = 1,5; 2; 2,5; 3$ відповідно

Зокрема, з рис. 4.14 видно, що зі збільшенням початкового значення коефіцієнта пористості e_0 питома витрата піску при заданому K_{3M} знижується.

Представлені на рис. 4.15 залежності характеризують вплив площі ущільненої основи F_0 і лінійної щільності заряду C_L на відстань між вибуховими свердловинами (палями-дренами) при квадратній і шахматній сітках їх розташування при $F_0 = 1 \cdot 10^4 \text{ м}^2$, $A = B = 100 \text{ м}$ і $K_{3M} = 2$. Залежності отримані при використанні виразів (4.64) і (4.75) для розрахунку відповідно $d_{KB}^{(K)}$ і $d_{Ш}^{(K)}$ і вираз (4.82) для розрахунку N_0 . Зі збільшенням лінійної щільності заряду C_L вплив F_0 на відстань між палями-дренами збільшується. При цьому збільшується також розбіжність між величинами $d_{KB}^{(K)}$ і $d_{Ш}^{(K)}$ (рис. 4.15).

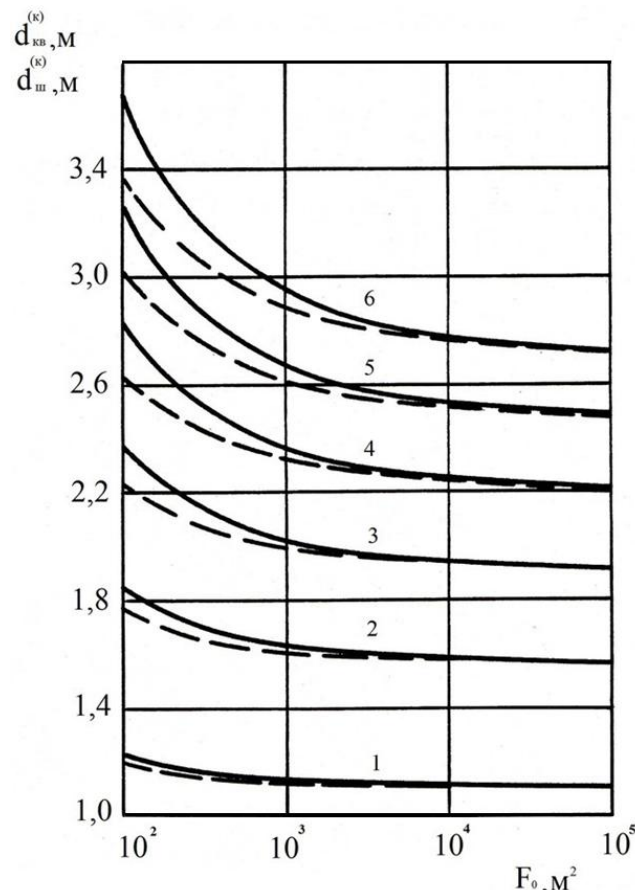


Рис. 4.15. Залежності $d_{KB}^{(K)} = f(F_0)$ (суцільна лінія) і $d_{Ш}^{(K)} = f(F_0)$ (пунктирна лінія): 1, 2, 3, 4, 5, 6 - $C_L = 0,5; 1,0; 1,5; 2,0; 2,5; 3,0$ відповідно

Зі збільшенням F_0 ця розбіжність знижується і при великих площах ущільнених основ вони практично співпадають. Таким чином, більш ефективною, з точки зору зниження витрати буріння і ВР, є шахова сітка

розташування паль-дрен. При чому зі зменшенням площі ущільненої основи ця перевага шахова сітки стає відчутнішою.

Представлені на рис. 4.16 залежності $d_{\text{КВ}} = f(A/B)$ і $d_{\text{Ш}} = f(A/B)$ при $K_{\text{ЗМ}} = 2$, $C_{\text{Л}} = 1$ кг/м і $F_0 = \text{const} = 1 \cdot 10^4$ м² характеризують вплив формули площі ущільненої основи на відстань між палями-дренами при квадратній і шахових сітках їх розташування. Цікавим є той факт, що при $A/B < 1$ $d_{\text{КВ}}(A/B)$ і $d_{\text{Ш}}(A/B)$ різні, а при $A/B > 1$ вони співпадають. Це є наслідком зазначеної вище особливості розташування вибухових свердловин в рядах при шахматній сітці їх розташування.

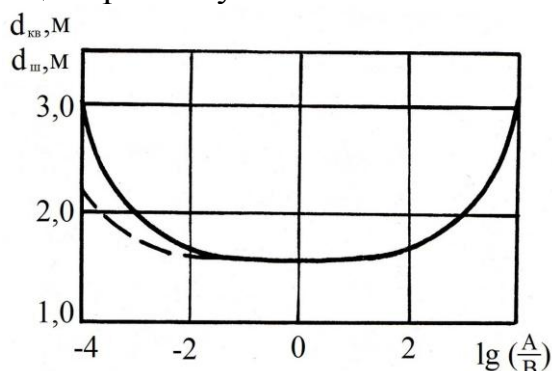


Рис. 4.16. Залежності $d_{\text{КВ}} = f(A/B)$ (суцільна лінія) і $d_{\text{Ш}} = f(A/B)$ (пунктирна лінія)

В результаті проведених аналітичних досліджень і розрахунків:

1. Отримані залежності для розрахунку гранично-допустимої мінімальної потужності піщаної подушки h_{min} за умовою камуфлетної дії вибуху вертикального подовженого заряду і гарантованого отримання піщаної палі-дрени заданих параметрів. За першою умовою на величину h_{min} суттєвий вплив здійснюють проектний діаметр палі-дрени, значення якого пропорційно діаметру заряду і типу ВР. Потужність слабого шару здійснює помітний вплив на h_{min} при великих значеннях діаметра палі-дрени. За другою умовою мінімально допустима потужність піщаної подушки зростає зі збільшенням потужності слабого шару палі-дрени і зсувної щільності насипного (намивного) піску. Максимально допустима потужність піщаної подушки обмежується несучою здатністю слабкої основи.

2. Виходячи з припущення про рівномірність розподілення відносних об'ємних деформацій λ слабого ґрунту за об'ємом ущільненої основи отримані залежності для розрахунку величини λ . Встановлено, що величина λ визначається лінійною щільністю зарядів ВР, властивостями слабого ґрунту і ВР (через коефіцієнт пропорційності між діаметром вибухової порожнини і квадратним коренем з лінійної щільності заряду $K_{\text{СЖ}}$, площею ущільненої основи і її формою в плані, сіткою розташування вибухових свердловин (паль-дрен). Зі збільшенням площі ущільненої основи F_0 залежності $\lambda(F_0)$ для квадратної і шахматної сіток розташування свердловин при інших рівних умовах зближуються і при $F_0 > 10^4$ м² практично співпадають. Мінімальне значення λ отримано для квадратного в плані майданчику ущільненої основи.

3. На основі отриманих залежностей для розрахунку ступеня ущільнення слабого ґрунту і відомого зв'язку між коефіцієнтом зміцнення K_{3M} слабкої основи і його відносною об'ємною деформацією отримані залежності K_{3M} від основних параметрів вибухових робіт. Розрахунки показали, що величина K_{3M} зростає зі збільшенням лінійної щільності заряду, значення $K_{СЖ}$ і кількості вибухових свердловин на 1 м^2 площі ущільненої основи за степеневим законом.

4. Отримані залежності для розрахунку основних параметрів вибухових робіт і витрати піску на влаштування паль-дрен при заданих проектних значеннях відносної деформації слабого ґрунту і коефіцієнта зміцнення основи. Встановлено, що потужність слабкої основи не впливає на питомі витрати ВР, піску і кількість вибухових свердловин (паль-дрен) на 1 м^2 площі основи при заданих λ і K_{3M} . В той же час витрати ВР, піску і об'єму буріння на 1 м^2 ущільненої основи прямо пропорційні її потужності. Питома витрата піску на влаштування паль-дрен залежить, у порівнянні з питомою витратою ВР і об'ємом буріння, від початкового значення коефіцієнта пористості слабого ґрунту e_0 . Зі збільшенням e_0 при заданому λ (або K_{3M}) питома витрата піску знижується.

4.4. Просторово-часові характеристики вибухового ущільнення слабкої основи під шаром привантаження

Розглянутий в попередньому розділі вплив вихідних параметрів досліджуваної системи і параметрів ущільнення слабого ґрунту на параметри буровибухових робіт і навпаки відносяться до випадку підривання зарядів ВР і влаштування паль-дрен безпосередньо після відсипання (намиву) піщаної подушки або привантажувального насипу. При цьому не враховується навіть умовно миттєве (пружне) осідання основи. Очевидно, що на практиці між моментом закінчення відсипки (намиву) піщаної подушки і підриванням заряду проходить якийсь час, який необхідний для створення зарядних порожнин, розміщення в них зарядів ВР і комутації вибухової мережі. Крім того, необхідно брати до уваги той факт, що в перші дні і тижні після зведення привантажувального насипу відбувається дуже швидка осадка слабого шару. Це, слідуючи Л.С. Амаряну, так звана перша стадія консолідації - стадія інтенсивної вологовіддачі внаслідок наявності в системі великих пор. Таким чином, через кілька днів після завершення відсипки насипу вибух проводиться в масиві з іншими властивостями слабого ґрунту.

Для оцінки впливу моменту підриву зарядів на питому витрату ВР, піску і кількість паль-дрен на 1 м^2 площі ущільненої основи скористаємося виразами (4.45), (4.46) і (4.49) при підстановці в них замість e_0 значення коефіцієнта пористості e_t , що досягається внаслідок ущільнення слабого шару під дією ваги насипу на момент підриву зарядів і створення паль-дрен.

Для визначення величини e_t як функції часу скористаємося відомим співвідношенням

$$\frac{S_t}{h_0} = \frac{e_0 - e_t}{e_0 + 1} = \lambda_t, \quad (4.88)$$

де S_t – поточна осадка поверхні слабкого шару (осадка в момент часу t);
 h_o – початкова потужність слабкого шару; λ_t – поточна відносна деформація шару.

З (4.88) маємо:

$$e_t = e_o - \frac{S_t}{h_o} (e_o + 1), \quad (4.89)$$

або

$$e_t = e_o - \lambda_t (e_o + 1) \quad (4.90)$$

Підставляючи у вираз (4.45), (4.46) і (4.49) замість e_o значення e_t у відповідності з формулами (4.89) або (4.90), отримаємо

$$N_{ot} = \frac{4}{\pi K_{сж}^2 C_{л}} \cdot \frac{e_o - e_{уп} - \frac{S_t}{h_o} (e_o + 1)}{(e_o + 1) \left(1 - \frac{S_t}{h_o}\right)} \quad (4.91)$$

$$C_{ot} = \frac{4}{\pi K_{сж}^2} \cdot \frac{e_o - e_{уп} - \frac{S_t}{h_o} (e_o + 1)}{(e_o + 1) \left(1 - \frac{S_t}{h_o}\right)} \quad (4.92)$$

$$G_{nt}^o = \frac{\rho_H}{e_{уп} + 1} \cdot \frac{e_o - e_{уп} - \frac{S_t}{h_o} (e_o + 1)}{(e_o + 1) \left(1 - \frac{S_t}{h_o}\right)} \cdot \left(1 + \frac{W_H}{100}\right) \quad (4.93)$$

або

$$N_{ot} = \frac{4}{\pi K_{сж}^2 C_{л}} \cdot \frac{e_o - e_{уп} - \lambda_t (e_o + 1)}{(e_o + 1) (1 - \lambda_t)} \quad (4.94)$$

$$C_{ot} = \frac{4}{\pi K_{сж}^2} \cdot \frac{e_o - e_{уп} - \lambda_t (e_o + 1)}{(e_o + 1) (1 - \lambda_t)} \quad (4.95)$$

$$G_{nt}^o = \frac{\rho_H}{e_{уп} + 1} \cdot \frac{e_o - e_{уп} - \lambda_t (e_o + 1)}{(e_o + 1) (1 - \lambda_t)} \cdot \left(1 + \frac{W_H}{100}\right) \quad (4.96)$$

Для визначення значення S_t використаємо методику розрахунку, запропоновану в роботі [88]. Ця методика найбільшою мірою відповідає реальному процесу стиснення торф'яного шару для цих умов.

Відповідно [88] розрахунок осадки торф'яних основ виконується по формулі:

$$S_t = US_k = (U_o - U_t)S_k = [U_o + \delta \ln(\xi \frac{t}{t_0} + 1)]S_k \quad (4.97)$$

де U – поточний ступінь консолідації; S_k – кінцева осадка поверхні слабкого шару, м; $U_o = S_v / S_k$ – початкова ступінь консолідації (S_v – умовно миттєва (пружна) осадка в момент прикладання навантаження від ваги насипу); U_t – поточна ступінь консолідації без урахування миттєвої осадки; δ , ξ – допоміжні емпіричні параметри рівняння; t_0 – час, рівний 1 добі. У рівняння (4.97) час t підставляється в добі.

Параметри δ і ξ визначаються за формулами:

$$\delta = \frac{h_1}{10+2h_0}; \xi = \frac{h_1}{0,02h_0}, \quad (4.98)$$

де h_1 - потужність слабого шару, що дорівнює 1 м.

У рівнянні (4.97) величина кінцевої осадки S_k визначається за формулою

$$S_k = S_v + S_c \quad (4.99)$$

де S_c - консолідаційна осадка шару, м.

Значення осадок S_v і S_c в роботі [88] рекомендується обчислювати за такими формулами:

$$S_v = [(1 + \nu_v)h_0h_H\gamma_H]/E_v \quad (4.100)$$

$$S_c = [-b + \sqrt{b^2 - 4ac}]/2a \quad (4.101)$$

де ν_v - коефіцієнт миттєвої поперечної деформації (для практичних розрахунків з достатньою точністю рекомендується приймати $\nu_v = 0,43$), E_v - модуль миттєвої деформації, Н/м²; h_H - висота пригрузочного насипу або потужність піщаної подушки, м; γ_H - питома вага ґрунту насипу, Н/м³; а, в, с - допоміжні параметри.

Згідно з [88]

$$E_v = \frac{1,43e_0}{0,456e_0 - 3,34} \cdot E_v^I \quad (4.102)$$

де $E_v^I = 1,0 \cdot 10^5$ Н/м².

Параметри а, в і с визначаються за формулами [17]:

$$a = k\gamma_H \quad (4.103)$$

$$b = 1 + k\gamma_H h_H - m_0\gamma_H h_0 \quad (4.104)$$

$$c = m_0\gamma_H h_H h_0 \quad (4.105)$$

де k - коефіцієнт пропорційності ($k = m(1 + e_0)$, $m = 1,52 \cdot 10^{-6}$ Н), $m_0 = m(e_0 - e_c)$ - початковий коефіцієнт відносної стисливості ($e_c = 3,3$ - коефіцієнт пористості, який відповідає стану ґрунту після віджимання з нього всієї вільної, енергетично не пов'язаної з твердою компонентою вологи).

З урахуванням виразів для U_o , δ і ξ , а також прийнятих для h_1 і t_0 констант ($h_1 = 1$ м, $t_0 = 1$ доба) формулу (4.97), розділивши її на h_0 , перепишемо у вигляді:

$$\frac{S_t}{h_0} = \frac{S_v}{h_0} + \frac{S_k}{h_0(10 + 2h_0)} \ln\left(\frac{t}{0,02h_0} + 1\right) \quad (4.106)$$

або враховуючи відношення $\frac{S_t}{h_0} = \lambda_t$, $\frac{S_v}{h_0} = \lambda_v$, $\frac{S_k}{h_0} = \lambda_{max}$,

$$\lambda_t = \lambda_v + \frac{\lambda_{max}}{(10 + 2h_0)} \ln\left(\frac{t}{0,02h_0} + 1\right) \quad (4.107)$$

де λ_v, λ_{max} - відповідно умовно миттєва і максимальна відносна деформації слабого шару при заданому навантаженні від ваги насипу потужністю h_H .

Використовуючи [4.100], [4.102] і значення констант, що входять в ці вирази, для λ_v отримаємо

$$\lambda_v = h_H\gamma_H\left(0,456 - \frac{3,34}{e_0}\right) \cdot 10^{-5} \quad (4.108)$$

З [4.101], з урахуванням [4.103]-[4.105], а також виразів для параметрів, що в них входять і значень констант, маємо:

$$S_c = \frac{1,52 \cdot 10^{-6} \gamma_H [h_0(e_0 - 3,3) - h_H(e_0 + 1)] - 1 + \sqrt{\{1 + 1,52 \cdot 10^{-6} \cdot \gamma_H [h_H(e_0 + 1) - h_0(e_0 - 3,3)]\}^2 + 9,24 \cdot 10^{-8} \gamma_H^2 h_H h_0(e_0 + 1)}}{[3,04 \cdot 10^{-6} \gamma_H(e_0 + 1)] \cdot \sqrt{(e_0 - 3,3)}} \cdot (1) \quad (4.109)$$

Враховуючи [4.99], для λ_{max} можна записати

$$\lambda_{max} = \lambda_v + \left[\frac{S_c}{h_0} \right] = \lambda_v + \lambda_c \quad (4.110)$$

де $\frac{S_c}{h_0} = \lambda_c$.

Підставляємо [4.107] в (4.94)-(4.96), отримуємо шукані залежності параметрів БВР від заданих параметрів ущільнення і часу t_* підризу зарядів:

$$N_{ot} = \frac{4}{\pi K_{сж}^2 C_{л}} \cdot \frac{e_o - e_{уп} - (e_o + 1) [\lambda_v + \frac{\lambda_{max}}{10 + 2h_0} \ln(\frac{t_*}{0,02h_0} + 1)]}{(e_o + 1) [1 - \lambda_v - \frac{\lambda_{max}}{(10 + 2h_0)} \ln(\frac{t_*}{0,02h_0} + 1)]} \quad (4.111)$$

$$C_{ot} = \frac{4}{\pi K_{сж}^2} \cdot \frac{e_o - e_{уп} - (e_o + 1) [\lambda_v + \frac{\lambda_{max}}{10 + 2h_0} \ln(\frac{t_*}{0,02h_0} + 1)]}{(e_o + 1) [1 - \lambda_v - \frac{\lambda_{max}}{(10 + 2h_0)} \ln(\frac{t_*}{0,02h_0} + 1)]} \quad (4.112)$$

$$G_{nt}^o = \frac{\rho_H}{e_{уп} + 1} \cdot \frac{e_o - e_{уп} - (e_o + 1) [\lambda_v + \frac{\lambda_{max}}{10 + 2h_0} \ln(\frac{t_*}{0,02h_0} + 1)]}{(e_o + 1) [1 - \lambda_v - \frac{\lambda_{max}}{(10 + 2h_0)} \ln(\frac{t_*}{0,02h_0} + 1)]} \cdot (1 + \frac{W_H}{100}) \quad (4.113)$$

Таким чином, у відмінності від залежностей (4.54)-(4.56), врахування часу підризу зарядів приводить до появи фактору впливу потужності слабого шару на величини N_{ot}, C_{ot}, G_{nt}^o .

Вважаючи, що у виразах (4.111)-(4.113) $t_* = 0$, тобто підризу зарядів безпосередньо після відсіпки піщаної подушки, отримуємо залежність для розрахунку основних параметрів вибухових робіт з врахуванням умовно миттєвої осадки основи:

$$N_{ov} = \frac{4}{\pi K_{сж}^2 C_{л}} \cdot \frac{e_o - e_{уп} - (e_o + 1) \lambda_v}{(e_o + 1) (1 - \lambda_v)} \quad (4.114)$$

$$C_{ov} = \frac{4}{\pi K_{сж}^2} \cdot \frac{e_o - e_{уп} - (e_o + 1) \lambda_v}{(e_o + 1) (1 - \lambda_v)} \quad (4.115)$$

$$G_{nv}^o = \frac{\rho_H}{e_{уп} + 1} \cdot \frac{e_o - e_{уп} - (e_o + 1) \lambda_v}{(e_o + 1) (1 - \lambda_v)} \quad (4.116)$$

Вплив тривалості відрізка часу між відсипкою піщаної подушки і підриву заряду ВР на параметри вибухових робіт. Очевидно, що різниця в часі між відсипанням піщаної подушки і підривом зарядів ВР буде впливати і на величини витрати буріння L_δ , ВР, C_s і маси піску на 1 м^2 площі ущільненої основи G_Π^S . Причому, цей вплив проявляється не тільки через параметри N_o , C_o і G_Π^0 , а й через довжину заряду. З огляду на зв'язок між осадкою слабкої основи і її потужністю $\frac{S_t}{h_0} = \lambda_t$, отримуємо вираз для розрахунку довжини заряду в залежності від часу підриву зарядів t_* :

$$l_t = h_0 - S_t = h_0(1 - \lambda_t) \quad (4.117)$$

Підставляючи в (4.117) вираз для λ_t (4.107), отримаємо

$$l_t = h_0 \left[1 - \lambda_v - \frac{\lambda_{max}}{(10 + 2h_0)} \ln \left(\frac{t_*}{0,02h_0} + 1 \right) \right] \quad (4.118)$$

При $t_* = 0$ отримаємо вираз для розрахунку довжини заряду з врахуванням умовно миттєвої осадки слабкої основи

$$l_v = h_0(1 - \lambda_v) \quad (4.119)$$

Звідси відносно зменшення довжини заряду

$$\Delta \bar{l} = \frac{(h_0 - l_v)}{h_0} = \lambda_v \quad (4.120)$$

З виразу (4.108) видно, що величина λ_v не залежить від початкової потужності слабого шару, а визначається його властивостями і вагою привантажувального піщаного шару. Звідси виходить, що величина N_{ov} , C_{ov} і $G_{\Pi v}^0$, і відстань між вибуховими свердловинами також залежить від h_0 .

Підставляючи в (4.120) вираз для λ_v (4.108), отримуємо

$$\Delta \bar{l} = h_H \gamma_H \left(0,456 + \frac{3,34}{e_0} \right) \cdot 10^{-5} \quad (4.121)$$

звідки випливає, що величина $\Delta \bar{l}$ - прямопропорційна вазі привантажувального шару. Величина $\Delta \bar{l}$ також зростає зі збільшенням початкового коефіцієнта пористості слабого ґрунту e_0 .

Розрахунки приведеної до лінійної щільності заряду відстані між вибуховими свердловинами (палями-дренами) з урахуванням умовно миттєвої осадки слабкої основи для різних значень C_L при інших рівних умовах виявили наявність масштабного ефекту, що пояснюється впливом ваги насипу. Однак для дослідженої області значень $h_H = 0 \div 3 \text{ м}$ вплив масштабного чинника є малопомітним.

На рис. 4.17. представлені залежності $\frac{d_{\text{КВ}}^{(\text{к})}}{\sqrt{C_L}} = f(\lambda)$ (суцільні лінії) і $N_{ov} = f(\lambda)$ (пунктирні лінії) при різних значеннях потужності привантажувального шару h_H . Залежності $\frac{d_{\text{КВ}}^{(\text{к})}}{\sqrt{C_L}} = f(\lambda)$ отримані відповідно до виразів (4.64) при підстановці в них замість N_o значень N_{ov} , розрахованих за формулою (4.114). Розрахунки були проведені при наступних значеннях параметрів: $e_0 = 31,0$ (слаборозкладений торф); $C_L = 3 \text{ кг/м}$, $\gamma_H = 17000 \text{ Н/м}^3$, $F_o = 1,0 \times 10^4 \text{ м}^2$.

Видно, що зі збільшенням проектного значення λ величина N_{ov} практично майже лінійно зростає при незначному зниженні впливу потужності привантажувального шару.

Відстань між свердловинами в області малих значень λ (до 0,3... 0,4) істотно залежать від потужності привантажувального шару h_H . Зі збільшенням величини h_H відстань між свердловинами зростає. Чим більше величина λ , тим в меншій мірі проявляється вплив h_H . Для отримання помітного ефекту прояви умовно миттєвої осадки слабких основ при великих значеннях λ варто суттєво нарощувати потужність насипу. Варто, однак, при цьому враховувати згадані вище обмеження на максимально допустиму величину потужності першого привантажуючого шару.

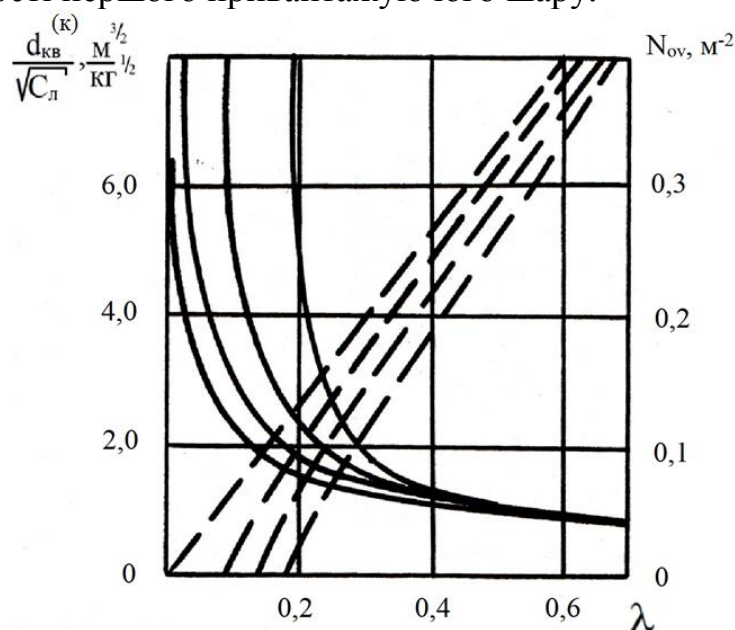


Рис. 4.17. Залежність $\frac{d_{kv}^{(k)}}{\sqrt{C_l}} = f(\lambda)$ і $N_{ov} = f(\lambda)$ при різних значеннях потужності привантажувального шару h_H : 1,2,3,4- $h_H = 0; 1,0; 2,0; 3,0$ м відповідно

Порівняння кривих 1 і 2, 3, 4 на рис. 4.17 дозволяє зробити висновок про те, що відсипка (налив) на поверхню слабкої основи піщаної подушки навіть відносно малої потужності дозволяє помітно підвищити ущільнюючий ефект від вибухового пристрою паль-дрен при одних і тих же значеннях відстаней між зарядами або величини N_{ov} , або при заданому λ розширити сітку свердловин, що в свою чергу, зменшує витрату буріння, ВР і піску.

Представлені на рис. 4.18 залежності $\frac{d_{kv}^{(k)}}{\sqrt{C_l}} = f(e_0)$ при різних фіксованих значеннях проектної відносної деформації λ і потужності піщаної подушки $h_H = 1,0$ м (штрихпунктирні лінії), 2,0 м (штрихові лінії) і 3,0 м (суцільні лінії) дозволяють оцінити вплив початкового стану слабого ґрунту на параметри вибухових робіт.

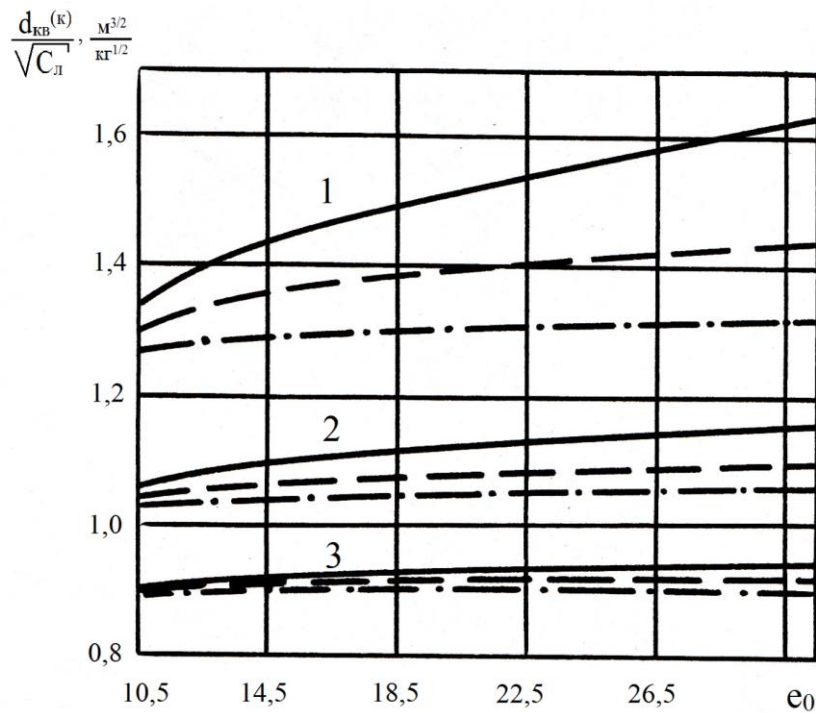


Рис. 4.18. Залежності $\frac{d_{KB}^{(K)}}{\sqrt{C_L}} = f(e_0)$ при різних значеннях e_0 і $h_H = 1,0$ м (штрихпунктирні лінії), $2,0$ м (штрихові лінії) і $3,0$ м (суцільні лінії): 1, 2, 3 – $\lambda = 0,344; 0,5; 0,656$ відповідно

Розрахунки проведені при $C_L = 3$ кг/м, $F_0 = 1,0 \times 10^4$ м², $\gamma_H = 1,7 \cdot 10^4$ Н/м³, $K_{СЖ} = 0,8$ м^{3/2}/кг^{1/2}. Видно, що зі збільшенням λ вплив початкового коефіцієнта пористості на відстань між свердловинами знижується. Менше при цьому і вплив потужності піщаної подушки h_H . При малих h_H залежність $\frac{d_{KB}^{(K)}}{\sqrt{C_L}} = f(e_0)$ близька до лінійної.

Залежності $C_{ov} = f(\lambda)$ і $C_{ov} = f(h_H)$ (рис. 4.19, а) отримані при $e_0 = 12$, $K_{СЖ} = 0,8$ м^{3/2}/кг^{1/2}, $\gamma_H = 1,7 \cdot 10^4$ Н/м³ і є в досліджених діапазонах значень h_H і λ лінійними. Це видно із залежностей (4.115), (4.116). Перехід питомої витрати ВР при відносно великих значеннях h_H і малих λ в область негативних значень показує на те, що в цьому випадку задана величина λ забезпечується внаслідок умовно миттєвої осадки під дією ваги піщаної подушки і виконання вибухів, тобто влаштування піщаних паль, не потрібне. Аналогічний ефект має місце і для залежностей $G_{pv}^0 = f(h_H, \lambda)$ (рис. 4.19, б). Відзначимо, що залежності $G_{pv}^0 = f(h_H, \lambda)$ отримані при таких самих значеннях параметрів e_0 , $K_{СЖ}$ і ρ_H , що і залежності $C_{ov} = f(h_H, \lambda)$. На відміну від останніх залежностей, залежності питомої витрати піску від заданої величини λ є істотно нелінійними. Витрата піску G_{pv}^0 в областях великих значень λ з їх подальшим збільшенням різко зростає. В цьому випадку знизити величину G_{pv}^0 можна шляхом збільшення потужності піщаної подушки (рис. 4.19, б).

Розглянемо результати чисельних розрахунків по оцінці впливу часу затримки між закінченням відсипки (наживу) піщаної подушки і підривом

зарядів ВР, на основні параметри вибухових робіт. На рис. 4.19 представлені залежності кількості вибухових свердловин (паль-дрен) на 1 м^2 основи, що ущільнюється, від часу затримки підриву зарядів t_* при різних значеннях лінійної щільності зарядів $C_{\text{л}}$ (а) і потужності піщаної подушки h_H (б).

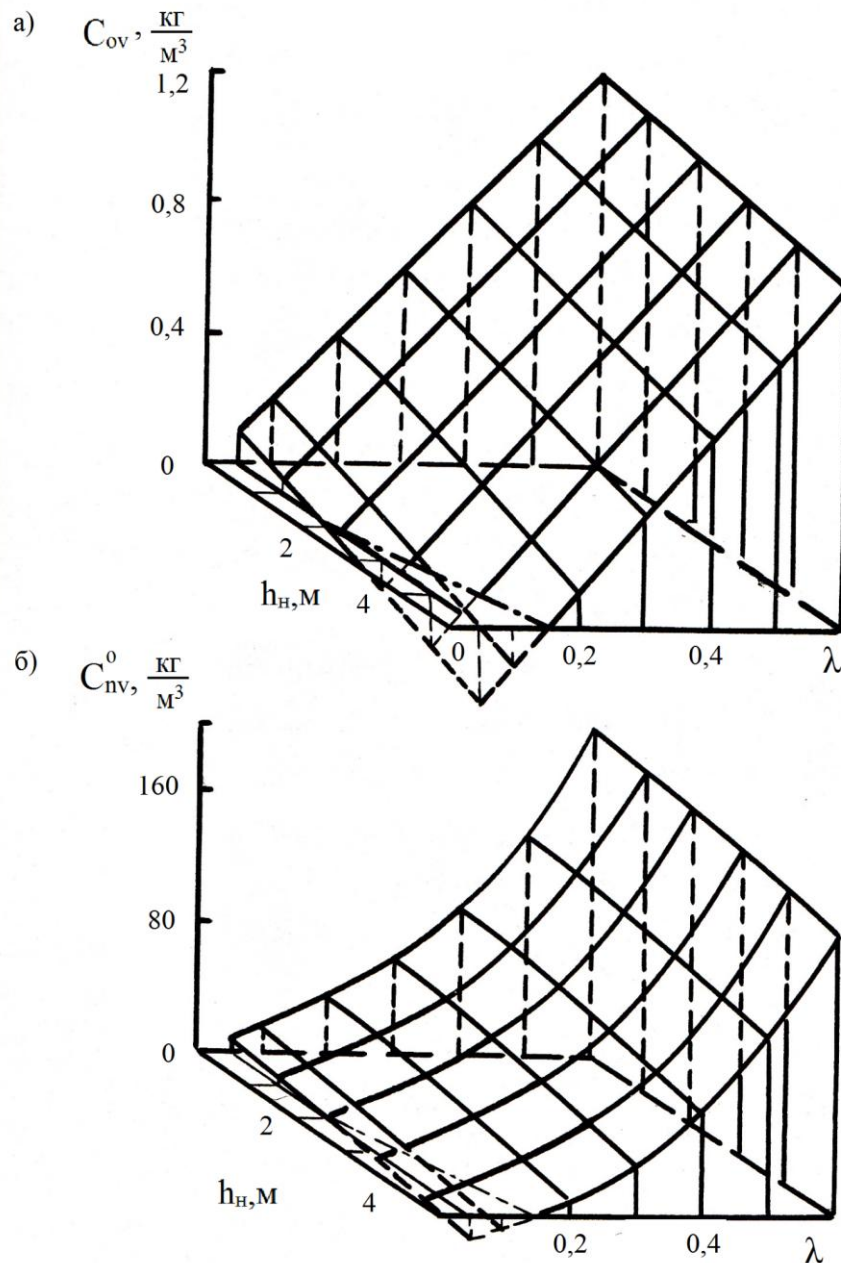


Рис. 4.19. Залежності питомих витрат ВР C_{ov} (а) і піска G_{nv}^0 (б) від заданої відносної деформації слабкої основи λ і потужності h_H піщаної подушки.

Площини $abcd$ на цьому рисунку відповідають залежностям N_{ot} від $C_{\text{л}}$ і h_H для $t_* = 0$. Це відповідає випадкам підриву зарядів безпосередньо після зведення перевантаженого насипу з урахуванням умовно миттєвої (пружної) осадки слабкої основи. Розрахунки були проведені при наступних значеннях параметрів: $e_0 = 12,0$; $e_{\text{уп}} = 6,0$, що відповідає $\lambda = 0,4615$, $\gamma_H = 1,7 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^3$, $h_H = 1,0 \text{ м}$; $h_0 = 5,0 \text{ м}$; $K_{\text{СЖ}} = 0,8 \text{ м}^{3/2}/\text{кг}^{1/2}$, (для рис. 4.20, а); $e_0 = 12,0$;

$e_{уп} = 6,0$; $\lambda = 0,4615$, $C_{л} = 3,0$ кг/м; $h_0 = 5,0$ м; $K_{СЖ} = 0,8$ м^{3/2}/кг^{1/2},
 $\gamma_H = 1,7 \cdot 10^4$ (для рис. 4.20, б).

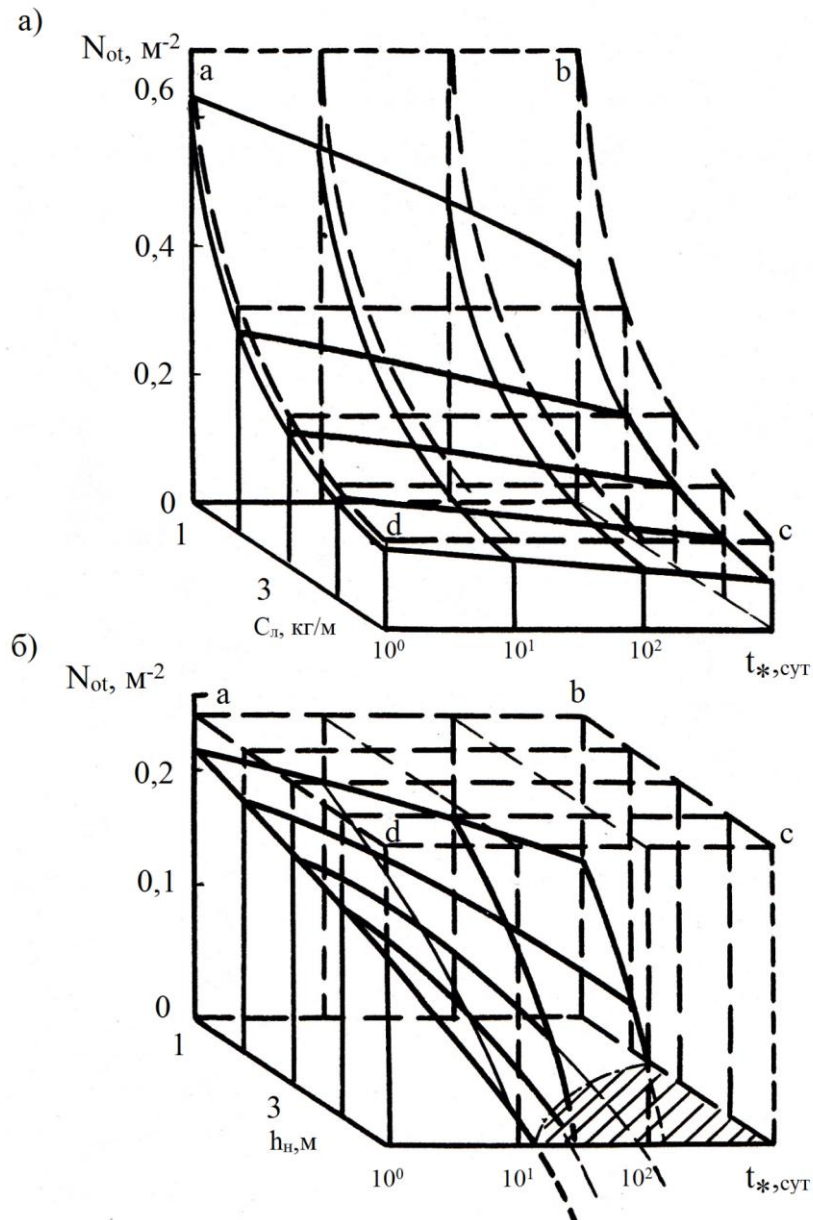


Рис. 4.21 Залежність кількості вибухових свердловин (паль-дрен) на 1 м² основи що ущільнюється від інтервалу часу між закінченням відсипання піщаної подушки і підривом зарядів ВР t_* лінійної щільності зарядів $C_{л}$ і потужності піщаної подушки h_H

З представлених на рис. 4.20 залежностей видно, що затримкою в часі від моменту закінчення відсипки (наживу) піщаної подушки до підриву зарядів ВР можна істотно зменшити необхідне для потрібного ущільнення основи число паль-дрен, що дозволяє скоротити обсяг буріння свердловин, витрати ВР і піску. Особливо відчутний цей ефект в перші кілька діб від моменту закінчення відсипки насипу. Зі збільшенням лінійної щільності зарядів $C_{л}$ ефективність застосування прийому затримки підриву зарядів знижується (рис. 4.20, а). Про це свідчить зменшення різниці в значеннях

кількості свердловин в площині $abcd$ (відповідають значенням N_{ov}) і площині розміщення залежностей $N_{ot}(t_*, C_L)$, зі збільшенням C_L .

Залежності, представлені на рис. 4.20, б, показують, що нарощуванням привантажувального насипу по висоті в сукупності з затримкою на кілька діб підриву зарядів можна значно знизити необхідні витрати на вибухові роботи. Залежності в області негативних значень N_{ot} при відносно великих h_H і великих t_* (заштрихована зона на рис. 4.20, б) свідчить про те, що при таких значеннях цих параметрів заданий ступінь ущільнення слабкої основи досягається без застосування паль-дрен.

Зменшення потужності піщаної подушки h_H різко підвищує ефективність затримки підриву зарядів, що пояснюється більш інтенсивним осіданням основи в першу добу після закінчення відсипки насипу.

Залежності $N_{ot}f(t_*, h_0)$, і $N_{ot}f(t_*)$, при різних значеннях заданої відносної деформації слабкої основи представлені на рис. 4.21.

Розрахунки виконувалися при наступних значеннях постійних: $h_H = 2,0$ м, $C_L = 3,0$ кг/м, $e_0 = 12,0$; $e_{yp} = 6,0$, $\gamma_H = 1,7 \times 10^4$ Н/м³ (рис. 4.5, а); $h_H = 2,0$ м, $C_L = 3,0$ кг/м, $h_0 = 5,0$ м; $e_0 = 12,0$; $e_{yp} = 6,0$, $\gamma_H = 1,7 \times 10^4$ Н/м³ (рис. 4.22, б). На рис. 4.22, а площа $abcd$ відповідає залежностям $N_{ov}f(h_0)$, які залежать від t_* , а на рис. 4.22, б горизонтальні лінії відповідають залежностям N_{ov} при відповідних величинах λ .

Аналіз представлених на рис. 4.22, а залежностей $N_{ot}f(t_*, h_0)$, показує, що зі збільшенням потужності слабкої основи при інших рівних умовах ефективність затримки в часі підриву зарядів (або, що те ж саме, утворення паль-дрен) знижується (різниця $N_{ov} - N_{ot}$ скорочується). Хоча і тут слід відзначити наявність області значень t_* і h_0 (великі t_* і малі h_0), при яких задана ступінь ущільнення основи досягається під дією ваги піщаної подушки (на рис. 4.22, а заштрихована область).

Знижується ефективність затримки підриву зарядів і при збільшенні необхідного ступеня ущільнення основи (або величини λ в нашому випадку) (рис. 4.22, б). Як і в попередніх випадках, найбільший ефект від затримки підриву зарядів, при інших рівних умовах, досягається при значеннях t_* до декількох діб.

Слід зазначити, що значення початкового коефіцієнта пористості e_0 при інших рівних умовах слабо впливає на величину N_{ot} .

Зазначені закономірності впливу часу t_* на величину N_{ot} в рівній мірі можна віднести до залежностей інших основних параметрів $C_{ot}(t_*)$ і $G_{nt}^0(t_*)$, пов'язаних з N_{ot} співвідношеннями:

$$C_{ot} = N_{ot} C_L \quad (4.122)$$

$$G_{nt}^0 = \frac{\pi K_{сж}^2 C_L \rho_H}{4(e_{yp} + 1)} \cdot N_{ot} \quad (4.123)$$

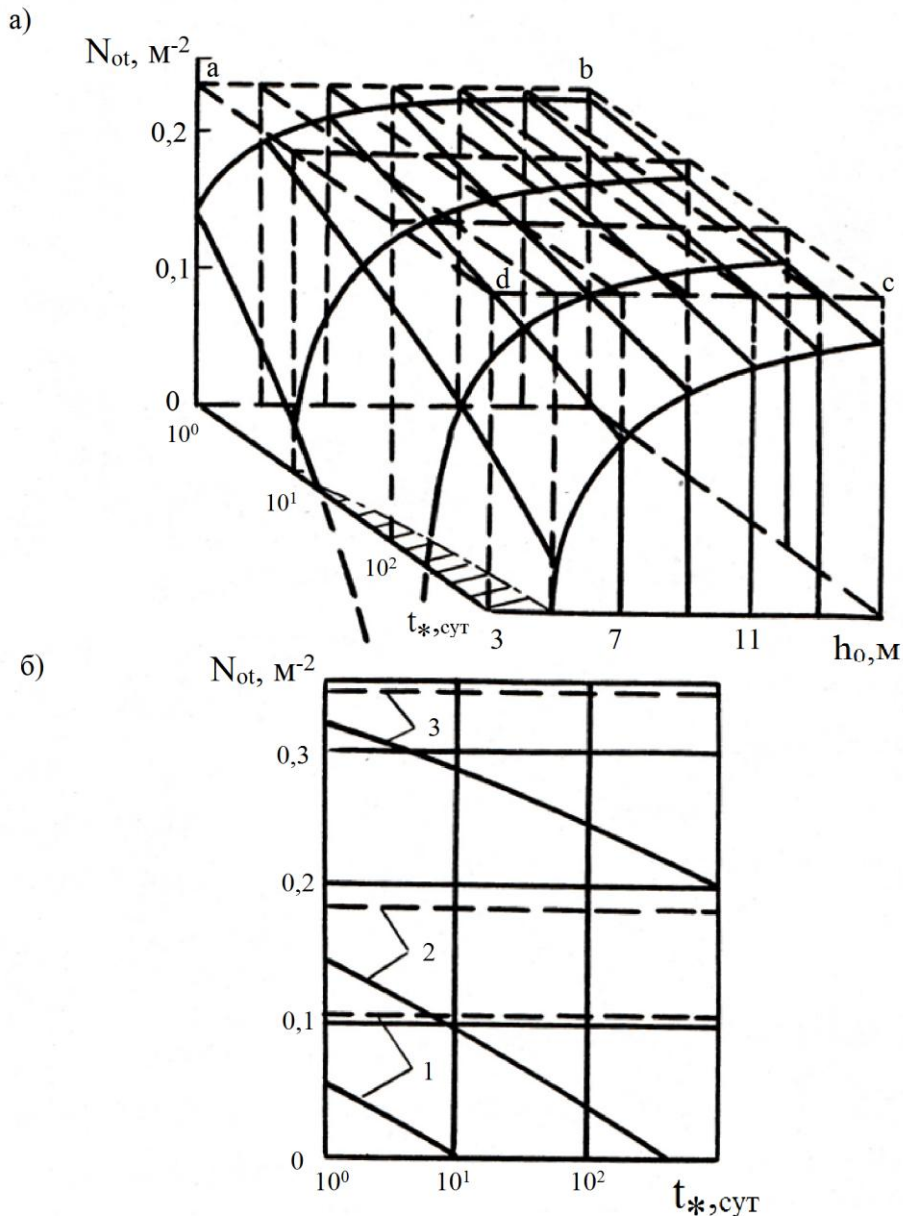


Рис. 4.22. Залежність кількості вибухових свердловин (паль – дрен) на 1 м^2 ущільненої основи від проміжку часу t_* і початкової потужності слабкої основи h_0 (а) і від t_* при різних проектних значеннях λ (б): 1, 2, 3 – $\lambda = 0,3; 0,4; 0,6$ відповідно

Залежності $\frac{d_{\text{кв}}^{(\kappa)}}{\sqrt{C_{\text{л}}}} = f(t_*)$, отримані при різних $C_{\text{л}}$ і $e_0 = 12,0$; $e_{\text{уп}} = 6$, $h_{\text{н}} = 1,0 \text{ м}$; $\gamma_{\text{н}} = 1,7 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^3$, $h_0 = 5,0 \text{ м}$; $K_{\text{сж}} = 0,8 \text{ м}^{3/2}/\text{кг}^{1/2}$ і представлені на рис. 4.23, свідчать про помітне відхилення від принципу геометричної подоби на відміну від розглянутих вище випадків, коли осадка слабкої основи під дією ваги насипу взагалі не бралася до уваги при розрахунках відстаней між свердловинами, або при обліку тільки умовно миттєвої осадки.

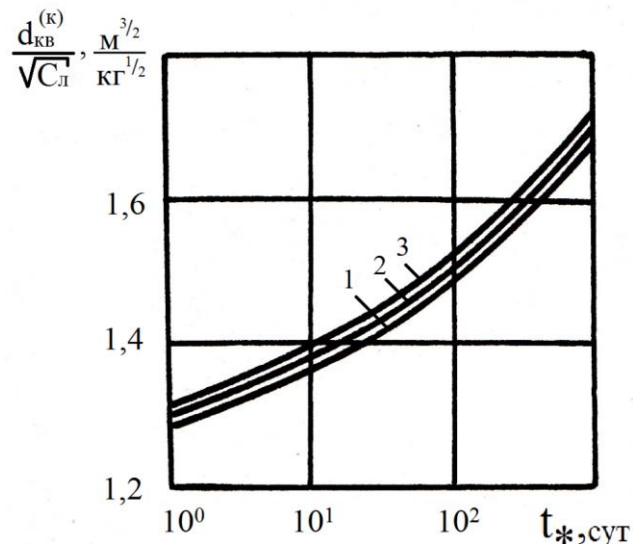


Рис. 4.23. Залежність $\frac{d_{KB}^{(K)}}{\sqrt{C_L}}$ від t_* при різних значення лінійної щільності зарядів: 1, 2 і 3 - $C_L = 1, 3$ і 5 кг/м відповідно.

Очевидно, що отримані в цьому розділі залежності можуть бути використані для оптимізації параметрів вибухових робіт, в тому числі, і проміжку часу (затримки) між закінченням відсипки (намиву) піщаної подушки і підриву зарядів ВР за яким-небудь (наприклад, мінімуму витрат) критерієм.

4.5. Дослідження після вибухової консолідації слабкої основи з урахуванням отриманих вибухом піщаних паль-дрен

Дослідження процесу консолідації слабкої основи з урахуванням наявності рівномірно розподілених по площі, що ущільнюється, утворених вибухом піщаних паль-дрен, пов'язано з необхідністю вирішення асиметричної задачі теорії консолідації, що є окремим випадком просторової задачі. Рівняння задачі консолідації в цьому випадку має вигляд:

$$\frac{\partial P_w}{\partial t} = C_r \left(\frac{\partial^2 P_w}{\partial z^2} + \frac{1}{r_0} \cdot \frac{\partial P_w}{\partial r} \right) + C_z \frac{\partial^2 P_w}{\partial z^2} \quad (4.124)$$

де P_w - тиск в поровій рідині; C_r і C_z - коефіцієнти консолідації відповідно радіальної і вертикальної; r_0 - радіус вертикальної піщаної палі-дрени; r і z - відповідно горизонтальна і вертикальна координати.

Вирішуємо рівняння (4.124) на основі теореми Н. Карілло, яка передбачає розкладання фільтраційного потоку на плоский і лінійний. Це дозволяє методами чисельного інтегрування побудувати криві ступеня радіальної V_r і осьової V_z консолідації. Загальну ступінь консолідації V_Σ визначають за формулою:

$$V_\Sigma = 1 - (1 - V_r)(1 - V_z) \quad (4.125)$$

У зв'язку з необхідністю вирішення завдання по дослідженню впливу основних параметрів вибухових робіт при влаштуванні піщаних паль-дрен, а також параметрів початкового стану слабого ґрунту і параметрів

привантажувального шару на хід післявибухової консолідації слабкої основи, скористаємося лише замкнутим рішенням, отриманим для випадку "рівних вертикальних деформацій". Це рішення є досить зручним і часто вживаним в практичних розрахунках. Досліди показали, в разі, коли поверхня слабого масиву, що дронується, покривається водопроникним шаром товщиною не менше діаметра дрена, то цей шар вирівнює осідання. Тому при розрахунках вертикального дренажу виходять з умов рівних деформацій, тобто вважають, що поверхня слабкої основи осідає рівномірно.

У цьому випадку рівняння (4.124) замінюється наближеним диференціальним рівнянням першого порядку, замкнуте рішення якого для середнього значення ступеня радіальної консолідації V_r дано М.Ю. Абелевим [79]:

$$V_r \approx 1 - \exp(-M't) \quad (4.126)$$

де t - час,

$$M' \approx \frac{k_\phi}{a_0 \gamma_w \left(\frac{r_1^2}{2} \ln \frac{r_1}{r_0} - \frac{3}{8} r_1^2 \right)} \quad (4.127)$$

де k_ϕ і a_0 - коефіцієнти відповідно фільтрації і відносної стисливості слабого ґрунту; r_1 - радіус еквівалентного ґрунтового циліндра (рис. 4.7); γ_w - об'ємна вага порової рідини.

З огляду на те, що в процесі ущільнення торфу величина коефіцієнтів k_ϕ і a_0 змінюється в широких межах, у формулі (4.127) будемо використовувати середні значення $k_{\phi \text{ср}}$ і $a_{0 \text{ср}}$:

$$k_{\phi \text{ср}} = \frac{(k_{\phi \text{н}} + k_{\phi \text{к}})}{2} \quad (4.128)$$

$$a_{0 \text{ср}} = \frac{(a_{0 \text{н}} + a_{0 \text{к}})}{2} \quad (4.129)$$

де $k_{\phi \text{н}}$ і $a_{0 \text{н}}$ - значення коефіцієнтів фільтрації і відносної стисливості до моменту початку післявибухової консолідації; $k_{\phi \text{к}}$ і $a_{0 \text{к}}$ - значення коефіцієнтів фільтрації і відносної стисливості слабого ґрунту в кінцевому (стабілізованому) стані основи.

Використовуючи вирази [91] і [92] можна записати:

$$k_{\phi \text{н}} = k_{\phi}^0 \exp[-\alpha_\phi (e_0 - e_2)] \quad (4.130)$$

$$a_{0 \text{н}} = m(e_2 - e_{\text{кр}1}) \quad (4.131)$$

$$k_{\phi \text{к}} = k_{\phi}^0 \exp[-\alpha_\phi (e_0 - e_{\text{к}})] \quad (4.132)$$

$$a_{0 \text{к}} = m(e_{\text{к}} - e_{\text{кр}1}) \quad (4.133)$$

де $e_{\text{к}}$ - коефіцієнт пористості слабого шару ґрунту в кінцевому стані. Тоді:

$$k_{\phi \text{ср}} = \frac{k_{\phi}^0}{2} \{ \exp[-\alpha_\phi (e_0 - e_2)] + \exp[-\alpha_\phi (e_0 - e_{\text{к}})] \}, \quad (4.134)$$

$$a_{0 \text{ср}} = m(e_2 + e_{\text{к}} - 2e_{\text{кр}1}) \quad (4.135)$$

Значення $e_{\text{к}}$ визначається по формулі:

$$e_{\text{к}} = e_0 - \lambda_{\text{max}} (e_0 + 1), \quad (4.136)$$

де λ_{max} визначається відповідно до виразу (4.110).

Степінь осьової консолідації V_z визначимо, використавши формулу (4.97), що враховує процес фільтраційної консолідації, миттєву (пружну) осадку і осадку за рахунок повзучості скелету торфу:

$$V_z = \frac{\lambda_v}{\lambda_{max}} + \frac{\ln(\frac{t}{0,02h_0} + 1)}{10 + 2h_0} \quad (4.137)$$

Враховуючи, що підрив зарядів з метою влаштування паль-дрен в слабкому шарі може виконуватись через деякий час t_* після зведення піщаного привантаження, вираз (4.126) перепишемо у наступному вигляді:

$$V_r = 1 - \exp[-M(t - t_*)], \quad (4.138)$$

приймаючи при цьому, що t - час, що відраховується з моменту початку зведення піщаного привантажуючого шару; при $t < t_*$ приймаємо $V_r = 0$, тоді з (4.125) випливає, що $V_\Sigma = V_z$.

З огляду на те, що, по-перше, $r_0 = \frac{d_{св}}{2} = \frac{K_{сж}C_{л}^{1/2}}{2}$; по-друге, для шахової сітки розташування паль-дрен (вибухових свердловин) $r_1 = 0,525d_{ш}$, по-третє, вираз для розрахунку V_r і V_z , остаточно (з використанням співвідношень (4.125), (4.127), (4.137) і (4.138)) отримуємо:

$$V_\Sigma = 1 - \exp\left[-\frac{7,256k_{фср}(t-t_*)}{a_{0ср}\gamma_w d_{ш}^2 \left(\ln \frac{1,05d_{ш}}{K_{сж}\sqrt{C_{л}}} - \frac{3}{4}\right)}\right] \cdot \left[1 - \frac{\lambda_v}{\lambda_{max}} - \frac{\ln(\frac{t}{0,02h_0} + 1)}{10 + 2h_0}\right]. \quad (4.139)$$

Очевидно, що в виразі (4.139) величини $k_{фср}$ і $a_{0ср}$ визначаються початковим станом слабкого ґрунту, потужностями слабкого шару і шару привантаження, часом підриву зарядів при влаштуванні паль-дрен, масою зарядів і розмірами сітки їх розташування.

Враховуючи, те, що умовна стабілізація осадки настає при $V_\Sigma = 0,9$, з виразу (4.139) отримуємо трансцендентне рівняння щодо часу досягнення 90% -ої консолідації $t_{90\%}$:

$$\exp\left[-\frac{7,256k_{фср}(t_{90\%}-t_*)}{a_{0ср}\gamma_w d_{ш}^2 \left(\ln \frac{1,05d_{ш}}{K_{сж}\sqrt{C_{л}}} - \frac{3}{4}\right)}\right] \cdot \left[1 - \frac{\lambda_v}{\lambda_{max}} - \frac{\ln(\frac{t_{90\%}}{0,02h_0} + 1)}{10 + 2h_0}\right] - 0,1 = 0. \quad (4.140)$$

Аналіз формул (4.139) і (4.140) показує, що вони можуть застосовуватися при:

$$\ln\left(\frac{1,05d_{ш}}{K_{сж}\sqrt{C_{л}}}\right) > \frac{3}{4} \quad (4.141)$$

У випадку рівності

$$\ln\left(\frac{1,05d_{ш}}{K_{сж}\sqrt{C_{л}}}\right) = \frac{3}{4}, \quad (4.142)$$

отримуємо ділення на нуль в знаменнику, а якщо

$$\ln\left(\frac{1,05d_{ш}}{K_{сж}\sqrt{C_{л}}}\right) < \frac{3}{4}, \quad (4.143)$$

то отримуємо зменшення степені консолідації зі збільшенням часу.

На рис. 4.7 представлені криві $d_{ш} = f(C_{л})$, отримані із використанням виразу (4.142) і позначають межі застосування формул (4.139) і (4.140) при

різних значеннях коефіцієнта $K_{сж}$. Стрілками вказані напрямки зміни значень величин $C_{л}$ і $d_{ш}$, при яких застосовуються зазначені формули.

Досліджуємо вплив основних параметрів даної системи на тривалість післявибухової консолідації слабкої основи, для чого скористаємося формулою (4.140), тобто формулою для розрахунку часу досягнення 90% -ої консолідації. З метою оцінки ефективності застосування вибухового влаштування паль-дрен для прискорення процесу ущільнення основи в порівнянні з одновимірним її ущільненням під дією піщаного привантажувача для розглянутих випадків будемо розраховувати також час досягнення 90%-ої консолідації при одновимірному ущільненні $t_{90\%}^0$ за формулою, отриманою шляхом вирішення рівняння (4.137) щодо часу, вважаючи, що $V_{\Sigma} = 0,9$:

$$t_{90\%}^0 = 0,02h_0 \left\{ \exp \left[\left(0,9 - \frac{\lambda_v}{\lambda_{max}} \right) (10 + 2h_0) \right] - 1 \right\}. \quad (4.144)$$

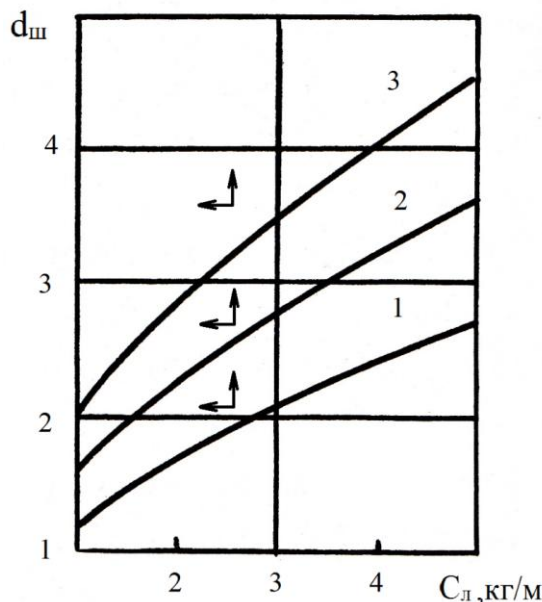


Рис.4.24. Залежність $d_{ш} = f(C_{л})$, що показує межі застосування формул (4.139) і (4.140): 1, 2 і 3 - $K_{сж} = 0,6; 0,8$ і $1,0 \text{ м}^{3/2}/\text{кг}^{1/2}$

На рис. 4.25 представлені залежності $t_{90\%} = f(C_{л}, d_{ш})$ при $h_H = 3 \text{ м}$, $\gamma_H = 17000 \text{ н/м}^3$, $h_0 = 6 \text{ м}$, $e_0 = 20$, $t_* = 0$, $K_{сж} = 0,8 \text{ м}^{3/2}/\text{кг}^{1/2}$, $\frac{\lambda_v}{\lambda_{max}} = 0,187$, що відповідає середньорозкладеному торфу. Час $t_{90\%}^0$ для цього випадку становить $7,79 \cdot 10^5$ діб. З малюнка видно, що влаштування за допомогою вибуху паль-дрен дозволяє в багато разів скоротити тривалість підготовки основи навіть при великих відстанях між зарядами і малою їх лінійною щільністю. Зі збільшенням лінійної щільності зарядів і зменшення відстані між ними час $t_{90\%}$ зменшується аж до нуля. Заштрихована зона на малюнку відповідає значенням $C_{л}$ і $d_{ш}$, при яких ступінь ущільнення, що відповідає $V_{\Sigma} = 90 \%$, досягається вже під дією вибуху в момент влаштування паль-дрен, тобто $t_{90\%} = 0$. Зі збільшенням $C_{л}$ змінюється характер залежності $t_{90\%}(d_{ш})$. Якщо при малих значеннях $C_{л}$ крива $t_{90\%}(d_{ш})$ увігнута до осі $d_{ш}$,

то при великих C_L спостерігається зворотна картина. Змінюється також і характер залежності $t_{90\%}^0(C_L)$ при зміні величини $d_{ш}$. Таку зміну характеру зазначених залежностей можна пояснити суттєвим впливом величин C_L і $d_{ш}$ на ступінь ущільнення слабого ґрунту під час вибуху, і отже, на хід після вибухової консолідації. Причому ступінь впливу величини C_L на вибухове ущільнення слабого ґрунту підвищується з її зростанням, а ступінь впливу величини $d_{ш}$ при її збільшенні навпаки - знижується (розділ 4.2).

Відзначимо, що побудувати єдину залежність $t_{90\%} = f(d_{ш}\sqrt{C_L})$ за інших рівних умов не вдається, тобто принцип геометричної подоби не виконується.

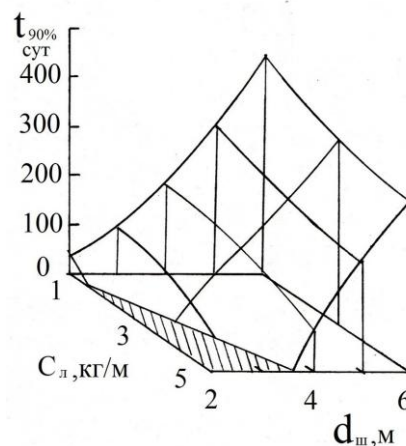


Рис. 4.25 Залежність часу досягнення 90% - ої консолідації $t_{90\%}$ від лінійної щільності зарядів C_L і відстані між зарядами $d_{ш}$ при $h_H = 3$ м, $h_0 = 6$ м, $e_0 = 20$, $t_* = 0$

Представленні на рис. 4.26 залежності $t_{90\%} = f(h_H, d_{ш})$ (а) і $t_{90\%} = f(h_H, C_L)$ (б) отримані для середньорозкладених торфів ($e_0 = 20$, $K_{сж} = 0,8$ м^{3/2}/кг^{1/2}) при $h_0 = 6$ м. Видно, що зі збільшенням потужності привантажувального шару час $t_{90\%}$ зростає, що зв'язано, очевидно, зі збільшенням значення умовно миттєвої осадки слабого шару (відповідно, величина λ_1 , або, що теж саме при $t_* = 0$, величини λ_v), а значить з більш суттєвим зниженням проникності слабого ґрунту при підриві зарядів, тобто влаштування паль-дрен. Відчутне ущільнення слабого ґрунту під час вибуху, що досягається при малих значеннях $d_{ш}$ (рис. 4.26, а) або при великих лінійних щільностях зарядів (рис. 4.26, б) робить негативний вплив збільшення потужності привантажування h_H на тривалість післявибухової консолідації слабого масиву менш помітним. Тут слід зазначити, що при одновимірному ущільненні час $t_{90\%}^0$ зі збільшенням значення h_H скорочується. Так, при $h_H = 1$ м, $t_{90\%}^0 = 8,06 \times 10^6$ діб, при $h_H = 3$ м, $t_{90\%}^0 = 7,79 \times 10^5$ діб, а при $h_H = 5$ м, $t_{90\%}^0 = 1,2 \times 10^5$ діб. Викладене дозволяє зробити висновок про те, що збільшення потужності привантажувача понад його мінімально допустиму величину є недоцільним при вибуховому влаштування піщаних паль-дрен.

На рис. 4.27 представлені залежності $t_{90\%} = f(e_0, d_{ш})$ при $C_L = 1$ кг/м, а на рис. 4.28 - $t_{90\%} = f(e_0, C_L)$ при $d_{ш} = 4$ м. Значення інших параметрів: $h_H = 3$ м, $h_0 = 6$ м, $e_0 = 20$, $t_* = 0$, $\gamma_H = 17000$ н/м³. Зміна початкового коефіцієнта пористості e_0 відповідає зміні типу торфу від малорозкладеного ($e_0 = 30$) до сильнорозкладеного ($e_0 = 10$). Відповідно до цього змінювалося і початкове значення коефіцієнта фільтрації торфу і коефіцієнта α_ϕ : при $e_0 = 10$, $k_\phi^0 = 5 \times 10^{-8}$ м/с і $\alpha_\phi = 1,3$; при $e_0 = 20$, $k_\phi^0 = 5 \times 10^{-7}$ м/с, $\alpha_\phi = 0,7$; при $e_0 = 30$, $k_\phi^0 = 5 \times 10^{-6}$ м/с, $\alpha_\phi = 0,3$.

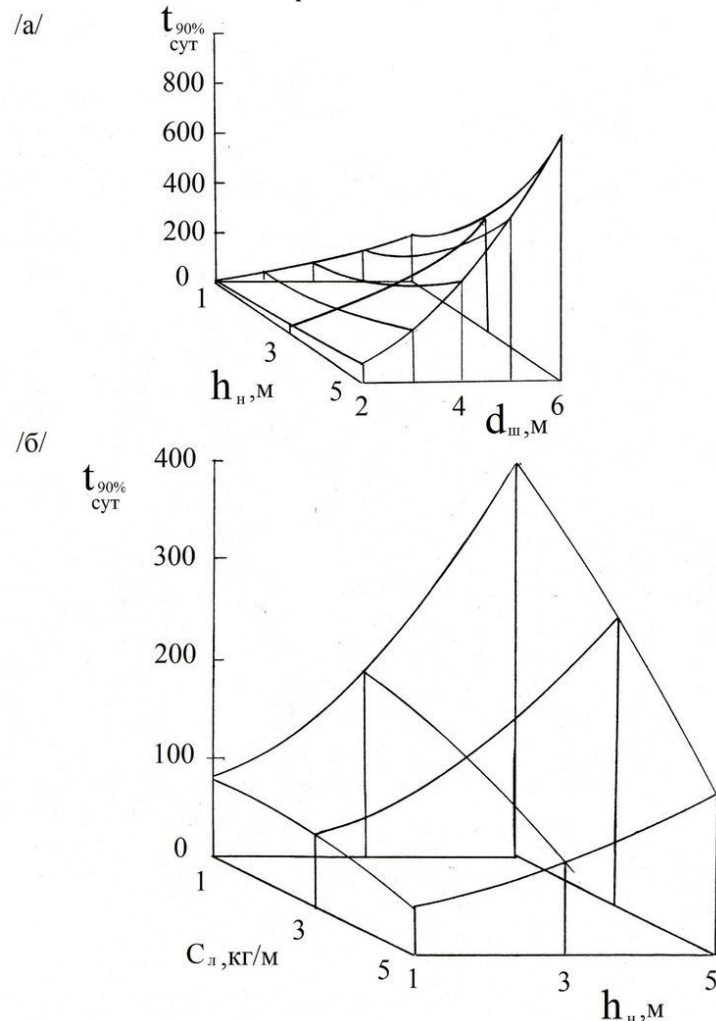


Рис. 4.26. Залежність часу $t_{90\%}$ від потужності піщаного привантажувального шару h_H і відстані між зарядами $d_{ш}$ при $C_L = 1$ кг/м (а) і від лінійної щільності зарядів C_L і потужності піщаного шару h_H при $d_{ш} = 4$ м (б)

Видно, що зі збільшенням початкового значення коефіцієнта пористості час $t_{90\%}$ різко скорочується.

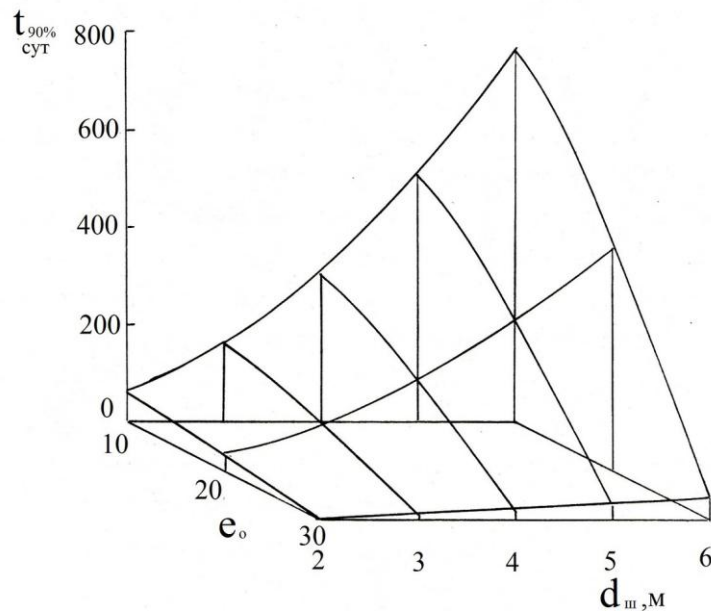


Рис. 4.27. Залежність часу $t_{90\%}$ від початкового коефіцієнта пористості e_0 і відстані між зарядами (палями-дренами) $d_{ш}$ при $C_L = 1$ кг/м, $h_0 = 6$ м і $h_H = 3$ м

При цьому знижується ступінь впливу параметрів вибухових робіт на хід післявибухової консолідації. Так, при $e_0 = 30$ цей вплив в досить широкому діапазоні зміни величин C_L і $d_{ш}$, є досить незначним. Це пояснюється інтенсивною вертикальною осадкою основи при досить потужному приавантажувачі і великій пористості слабого ґрунту.

Однак досить ефективним при цьому є і вертикальне дренавання водонасиченого масиву навіть при малому діаметрі паль-дрен, тобто при малих лінійних щільностях зарядів C_L (рис. 4.28), і при великих відстанях між палями-дренами $d_{ш}$ (рис. 4.27). Так, час досягнення 90% -ої консолідації при одномірному ущільненні складає: при $e_0 = 10$, $t_{90\%}^0 = 1,92 \times 10^6$ м/с; при $e_0 = 20$, $t_{90\%}^0 = 7,79 \times 10^5$ м/с; при $e_0 = 30$, $t_{90\%}^0 = 6,826 \times 10^5$ м/с. При малому значенні початкового коефіцієнта пористості, тобто при ущільненні сильнорозкладених торфів з метою прискорення їх післявибухової консолідації варто зменшувати сітку розташування зарядів (паль-дрен) і збільшувати масу зарядів (діаметр паль-дрен). При цьому, однак тривалість їх післявибухового консолідаційного процесу все одно є досить тривалим (рис. 4.27 і 4.28), тобто ефективність вертикального дренавання є в таких торфах відносно низькою. Тому доцільним слід визнати глибинне вибухове ущільнення слабого ґрунту за допомогою вертикальних циліндричних зарядів, для чого слід відповідним чином розрахувати лінійну щільність зарядів і відстань між ними.

Розглянемо вплив потужності шару слабого ґрунту на хід процесу їх післявибухової консолідації. На рис. 4.29, а представлені $t_{90\%}^0 = f(h_0, d_{ш})$ при $C_L = 1$ кг/м, $h_H = 3$ м, $\gamma_H = 17000$ н/м³, $e_0 = 20$, $t_* = 0$.

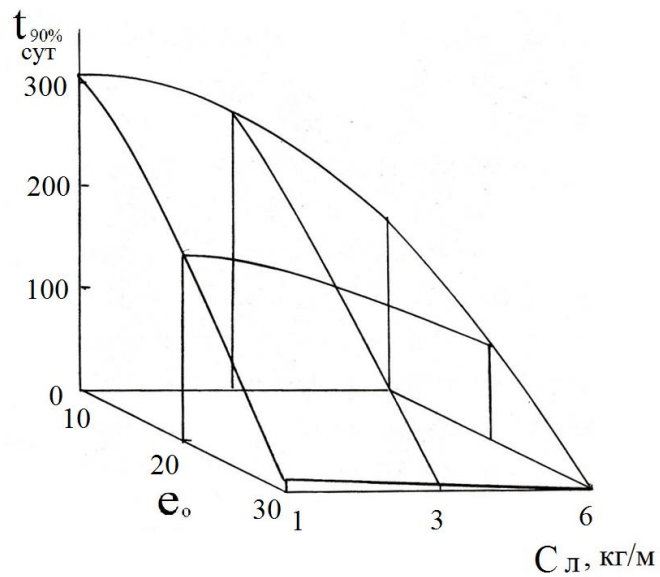


Рис. 4.28. Залежність часу $t_{90\%}$ від початкового коефіцієнта пористості e_0 і лінійної щільності зарядів C_L при $d_{ш} = 4$ м, $h_0 = 6$ м і $h_H = 3$ м

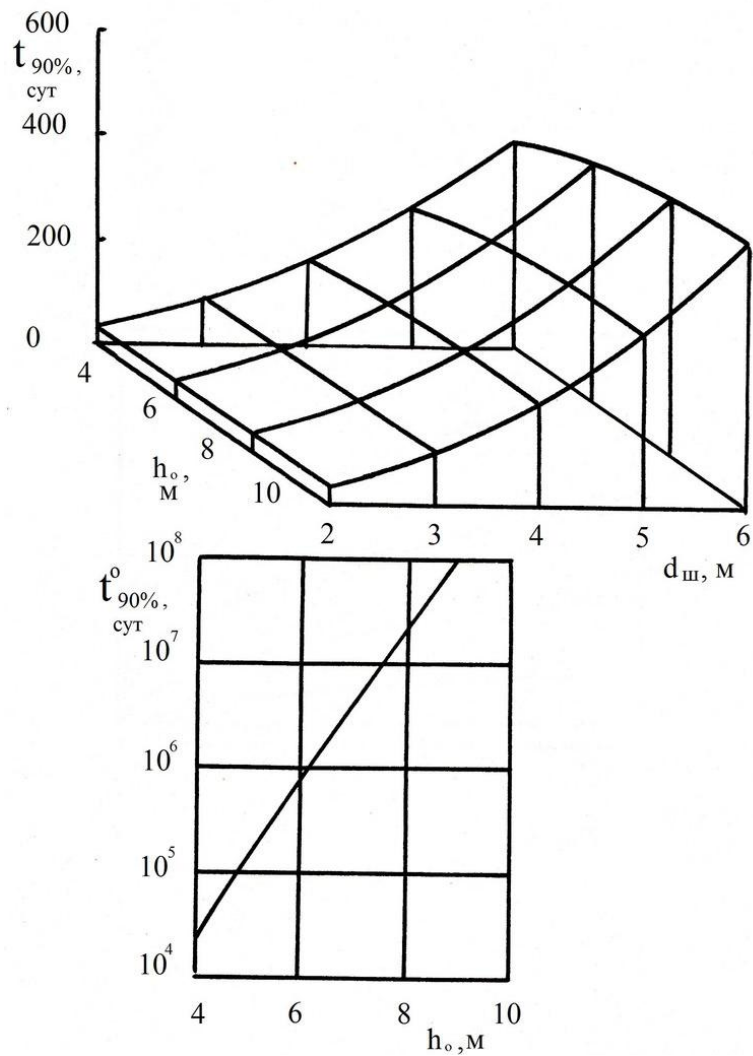


Рис. 4.29. Залежності $t_{90\%} = f(h_0, d_{ш})$ $C_L = 1$ кг/м(а) і $t_{90\%}^0(h_0)$ (б), $h_H = 3$ м

Видно, що величина h_0 робить досить малопомітний вплив на час досягнення умовно стабільного стану основи $t_{90\%}$. Особливо при малих відстанях між зарядами $d_{ш}$ цей вплив практично непомітний. Зі збільшенням $d_{ш}$ вплив величини h_0 дещо підвищується, проте знаходиться в межах декількох діб. При одномірному ж ущільненні слабкої основи потужність шару торфу робить досить істотний вплив на час стабілізації основи. Про це свідчить залежність $t_{90\%}^0 = f(h_0)$, отримана при $h_H = 3$ м, $\gamma_H = 17000$ н/м³, $e_0 = 20$ і представлена на рис. 4.29, б. Таким чином, ефективність застосування вибухового способу влаштування паль-дрен, тобто вибухового ущільнення слабого ґрунту в горизонтальному напрямку при одномірному створенні вертикального дренажу, практично не залежить від потужності слабого шару.

Дослідимо вплив інтервалу часу між моментами закінчення зведення піщаного привантажувального шару і підриву зарядів ВР t_* на процес післявибухової консолідації. На рис. 4.30 представлені залежності часу умовної стабілізації торф'яної основи $t_{90\%}$ від проміжку часу t_* при різних відстанях між зарядами d і їх лінійної щільності C_L для середньорозкладеного торфу ($e_0 = 20$, $k_{\phi}^0 = 5 \frac{\times 10^{-7} \text{ м}}{\text{с}}$, $a_0 = 24,9$ МПа⁻¹). Потужність слабого шару становила $h = 6$ м, а потужність піщаного привантажувача $h_H = 3$ м. Видно, що зі збільшенням значення t_* ефективність вибухового пристрою паль-дрен з точки зору скорочення часу стабілізації основи знижується, причому тим більшою мірою, чим більше відстань між зарядами і чим менше їх лінійна щільність. І все ж для дослідженого діапазону часу $t_* = 0 \div 100$ діб навіть при $C_L = 1$ кг/м $d_{ш} = 6$ м вибухове ущільнення слабого ґрунту з одночасним влаштуванням його в масиві піщаних паль-дрен дозволяє для даних умов скоротити час стабілізації основи на два порядки.

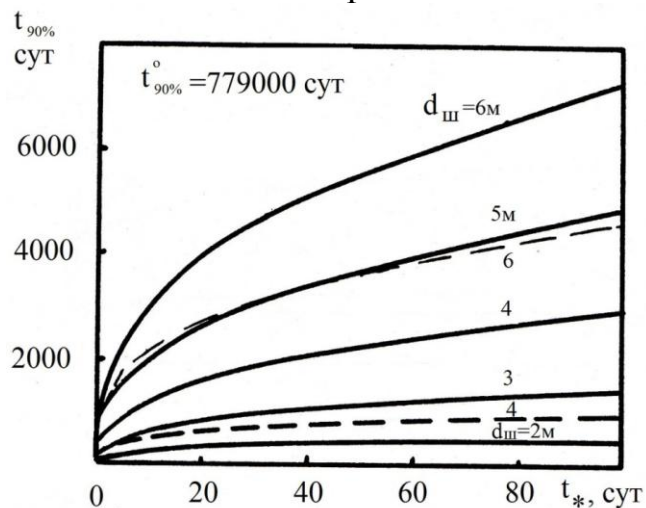


Рис. 4.30. Залежності часу умовної стабілізації торф'яної основи $t_{90\%}$ від моменту підриву зарядів ВР в слабкому ґрунті t_* при різних відстанях між зарядами $d_{ш}$ і лінійної щільності зарядів $C_L = 1$ кг/м (суцільні лінії) і $C_L = 5$ кг/м (пунктирні лінії)

З фізичної точки зору збільшення значень $t_{90\%}$ зі зростанням t_* можна пояснити наступним чином. У перші місяці після занурення слабкого шару його осадка відбувається дуже інтенсивно. Інтенсивно при цьому зменшується і проникність слабкого ґрунту. Тому, чим пізніше проводиться підриг зарядів і, відповідно, влаштування вертикального дренажу, тим в менш проникненому масиві виявляється паля-дрена. Відповідно в менш інтенсивному режимі відбувається процес "горизонтальної" консолідації. А оскільки вертикальна складова V_z не залежить від влаштування вертикального дренажу, то сумарна величина ступеня консолідації V_Σ для цього випадку на момент часу $t > t_*$ при збільшенні значення t_1 зменшується.

Представлені на рис. 4.31 залежності $t_{90\%} = f(t_*)$ дозволяють оцінити ефективність застосування вибухового пристрою паля-дрен для різних моментів часу t_* в різних типах торфів: мало-, середньо, сильнорозкладених ($e_0 = 30, 20$ і 10 відповідно).

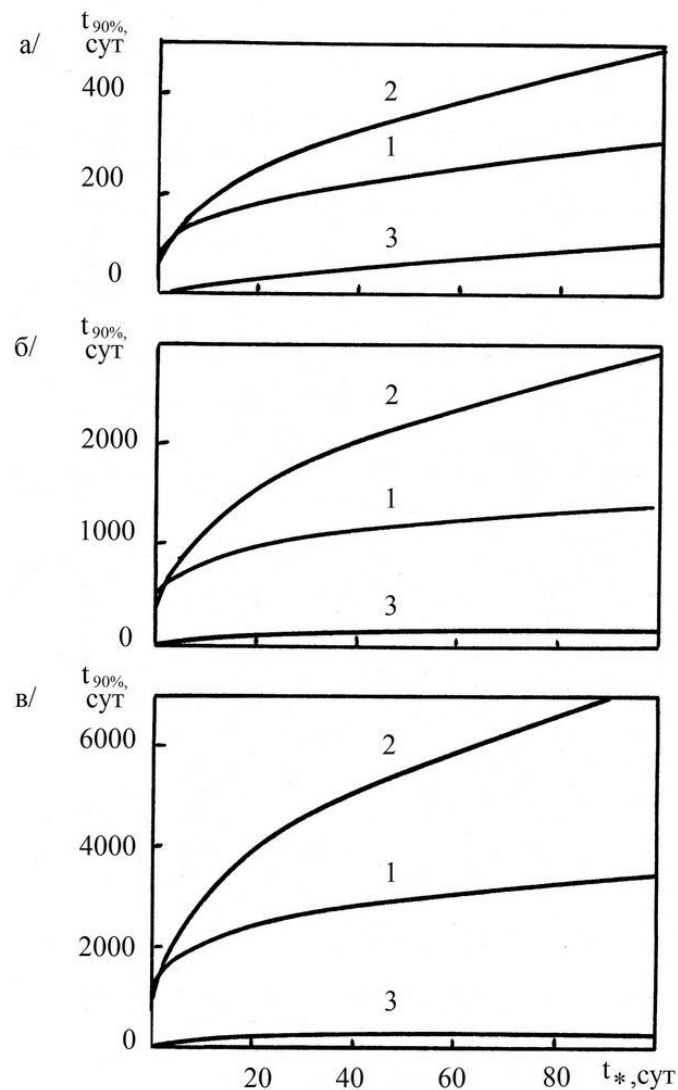


Рис. 4.31. Залежності часу $t_{90\%}$ від часу затримки підригу зарядів t_* для різних типів торфів при відстанях між зарядами 2,0 м (а), 4,0 м (б), 6,0 м (в)
1, 2 і 3 - $e_0 = 10, 20$ і 30 відповідно

Залежності отримані при наступних значеннях параметрів: $h_0 = 6$ м, $h_H = 3$ м, $\gamma_H = 17000$ н/м³, $C_d = 1$ кг/м і $d_{ш} = 2, 4$ і 6 м. Час досягнення 90 % -го ступеня консолідації при одновимірному ущільненні для цих умов зазначено в даному розділі вище. Видно, що в малорозкладеному торфі ($e_0 = 30$) є досить ефективним вибуховим влаштуванням піщаних паль-дрен. Ці торфи характеризуються високою пористістю, проникністю і відносною стискаємістю. Вони мають найменше значення часу $t_{90\%}$ при одновимірному ущільненні. Відмінний вплив збільшення часу затримки t_* позначається на цих торфах в найменшій і відносно незначною мірою (рис. 4.31). Зі зменшенням значення коефіцієнта пористості e_0 , тобто зі збільшенням ступеня розкладання торфу і відповідним зниженням його проникності та відносної стисливості час $t_{90\%}$ зростає. Збільшення значення $t_{90\%}$ при цьому є неоднозначним. Підривання зарядів в перші кілька діб після зведення піщаного привантажувача є більш ефективним (хоча і незначним) в середньорозкладених торфах. Однак потім (при $t_* > 2$ діб) час $t_{90\%}$ для випадків $e_0 = 20$ стає більшим часу $t_{90\%}$ при $e_0 = 10$. Зі збільшенням t_* різниця між значеннями цих часів зростає. Пояснити цей ефект можна неоднозначністю зміни координаційних характеристик цих ґрунтів в процесі їх ущільнення.

Проникність сильно розкладеного торфу при його ущільненні змінюється в менших межах, ніж середньорозкладеного. Крім того, більш важливу роль відіграє для сильнорозкладених торфів ущільнюючий ефект вибуху. При одному і тому ж значенні λ_2 , що відповідає тим однаковими параметрами вибухових робіт $d_{ш}$ і C_d , в сильнорозкладеному торфі в результаті вибуху значення коефіцієнта пористості досягається ближчим до його кінцевого значення, ніж в середньорозкладених. У поєднанні з незначною зміною при цьому проникності, консолідація сильнорозкладеного торфу завершується швидше.

На основі проведених досліджень було встановлено, що визначає хід осадки характерних слабких торф'яних основ під дією ваги піщаної подушки (привантажуючого насипу) в часі, отримані залежності для розрахунку основних параметрів вибухових робіт по влаштуванню паль-дрен при ущільненні слабких основ, які враховують часовий інтервал між закінченням відсипки (намиву) піщаної подушки і підривом зарядів ВР. За цей час відбувається осідання основи і пористість слабого ґрунту знижується. Це приводить до зниження витрати ВР і піску, обсягу буріння, необхідних для забезпечення заданих величин λ (або, відповідно $K_{упр}$). Найефективнішою з цієї точки зору є затримка підриву зарядів на кілька діб після закінчення відсипки (намиву) піщаної подушки.

2. Отримані розрахункові залежності можуть бути використані для оперативних розрахунків початкових параметрів вибухових робіт і піщаної подушки при влаштуванні піщаних паль-дрен з метою ущільнення і зміцнення слабких основ. Ці параметри повинні в подальшому уточнюватись

на основі результатів розрахунків після вибухової консолідації слабкої основи з піщаними палями-дренами.

3. Отримано аналітичні залежності для розрахунку зміни після вибухової консолідації слабкої (торф'яної) основи з урахуванням наявності привантажуючого піщаного шару і утвореного за допомогою вибуху вертикального дренажу, а також рівняння щодо часу досягнення в цих умовах 90 %-ого ступеня консолідації торф'яного шару. Встановлено області застосування отриманих залежностей по величинам лінійної щільності зарядів, відстаней між ними і стисливості слабого ґрунту. Виконані чисельні дослідження впливу різних параметрів досліджуваної системи на інтенсивність після вибухової консолідації слабкої основи. Встановлено, що в переважній більшості випадків глибинне вибухове ущільнення слабого водонасиченого торф'яного ґрунту з одночасним формуванням в його масиві піщаних паль-дрен дозволяє (аж до декількох порядків) скоротити час стабілізації основи. Найбільш ефективно застосування цього способу в слаборозкладених торфах. Скорочується час стабілізації основи при зменшенні відстаней між зарядами ВР, збільшенні лінійної щільності зарядів, зменшенні потужності пригрузки. Ефективність застосування вертикального дренажу в сильнорозкладеному торфі, що мають низьку проникненість, є відносно невисокою. Потужність слабого шару практично не впливає на хід післявибухової консолідації на відміну від випадку одновимірної консолідації, коли при збільшенні потужності слабого шару час його стабілізації зростає на порядки.

Збільшення значення проміжку часу між закінченням зведення піщаної пригрузки і підривом зарядів призводить, у всіх випадках, до збільшення часу стабілізації основи.

РОЗДІЛ 5

МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ВИБУХОВОГО АРМУВАННЯ ПРОСАДНОГО ҐРУНТУ ЖОРСТКИМ ЗАПОВНЮВАЧЕМ

5.1 Вибух циліндричного заряду ВР у свердловині, заповненій щебенем

Задачі з дослідження особливостей взаємодії проникаючого тіла і природного середовища часто виникають на практиці. Теорія удару з великими швидкостями вперше була розроблена К.П. Станюковичем, Х.А. Рахматулліним, Зельдовичем і Райзером. Цій темі присвячені численні дослідження [93,94], де приймаються різні гіпотези про взаємодіючі об'єкти.

В роботі розглядається математична модель проникнення щебеню в ґрунтовий масив при динамічному впливі на нього вибуху циліндричного заряду ВР (рис 5.1), що дозволяє описувати напружено-деформований стан ґрунту і частинок щебеню при різних фізико-механічних і геометричних параметрах аналізованих об'єктів.

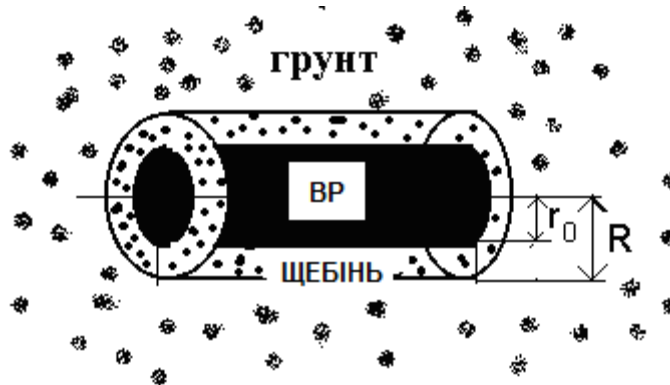


Рис. 5.1. Циліндричний заряд хімічної вибухової речовини (ВР), поміщеної в порожнину, заповнену щебенем, розташовану в ґрунтовому масиві

При цьому процес розбивається на два етапи. На першому етапі розглядається рух частинок щебеню і продуктів вибуху при миттєвій хвильовій детонації. На другому досліджується процес руху щебеню та ґрунту.

Постановка задачі про метання щебеню в ґрунт за допомогою вибуху циліндричного заряду ВР здійснювалася наступним чином. Щоб виключити вплив кінців заряду і нерадіальність розльоту продуктів детонації, заряд вважався нескінченним, а детонація - миттєвою. Після вибуху заряду ВР продукти детонації (ПД) розширюються і захоплюють за собою частки щебеню, прискорюючи і прогріваючи їх до високої температури. Після того як продукти вибуху досягають кордону з ґрунтом, виникає відображена ударна хвиля, яка призводить до гальмування частинок. Ступінь гальмування визначається параметрами відбитої хвилі і частинок щебеню. Очевидно, що більш дрібні частинки повинні відчувати більш сильне гальмування.

Розліт продуктів детонації повинен описуватися стандартними рівняннями динаміки суцільного середовища, що стискається. Ці рівняння у формі законів збереження маси, імпульсу і енергії для випадку циліндричної симетрії мають вигляд:

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho x) + \frac{\partial}{\partial x}(\rho u x) = 0, \quad (5.1)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho u x) + \frac{\partial}{\partial x}(\rho u^2 x + p x) = p, \quad (5.2)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\rho x \left(E + \frac{u^2}{2}\right)\right) + \frac{\partial}{\partial x}\left(\rho u x \left(E + \frac{u^2}{2} + \frac{p}{\rho}\right)\right) = 0, \quad (5.3)$$

де ρ , u , E , p - щільність, швидкість, внутрішня енергія і тиск газу; x - просторова координата; t - час.

Рівнянням стану ПД є рівняння стану ідеального газу

$$p = \rho R T \quad (5.4)$$

де R - універсальна газова стала; T - температура газу.

Система рівнянь (5.1) - (5.4) є замкнутою системою для визначення термодинамічних величин ПД. Для чисельного розв'язання поставленої задачі використовувалася неявна різницева схема "предиктор-коректор", стійка при будь-якому відношенні $\Delta t / \Delta h$ [95,96].

Використовувана різницева схема вимагає запису рівнянь руху суцільного середовища в характеристичній формі, яка для випадку циліндричної симетрії має вигляд:

$$\left(\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{1}{\rho c} \frac{\partial p}{\partial t}\right) + (u + c) \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{1}{\rho c} \frac{\partial p}{\partial x}\right) = -\frac{uc}{x} \quad (5.5)$$

$$\left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{1}{\rho c} \frac{\partial p}{\partial t}\right) + (u - c) \left(\frac{\partial u}{\partial x} - \frac{1}{\rho c} \frac{\partial p}{\partial x}\right) = \frac{uc}{x} \quad (5.6)$$

$$\frac{\partial S}{\partial t} + u \frac{\partial S}{\partial x} = 0 \quad (5.7)$$

де c - швидкість звуку; S - ентропія.

Вважається, що всі частки щебеню під дією продуктів вибуху, що розширюються, рухаються компактною зоною, тобто що параметри і координати всіх частинок близькі між собою, і їх можна описати параметрами однієї "міченої" частинки з даного шару.

Рівняння руху міченої частинки має вигляд:

$$m \frac{d^2 x}{dt^2} = \frac{1}{2} \pi r^2 \rho_2 C_s |u - v| (u - v) \quad (5.8)$$

де m - маса частинки; x - просторова координата частинки; t - час; r - радіус частинки; C_s - коефіцієнт опору; ρ_2 - щільність матеріалу частинки; u - швидкість ПД; v - швидкість частки щебеню.

Враховуючи, що для маси і швидкості частки маємо вираз

$$m = \frac{4}{3} \pi r^3 \rho_2, \quad \frac{dx}{dt} = v \quad (5.9)$$

Отримаємо рівняння, що визначає швидкість частки від часу:

$$\frac{dv}{dt} = \frac{3\rho_2 C_s |u-v|}{8r\rho_2} \quad (5.10)$$

де C_s – коефіцієнт опору, що залежить від числа Рейнольдса частинки і визначається емпіричною залежністю [97]

$$C_s = \begin{cases} 27\text{Re}^{-0.84} & (\text{Re} < 80) \\ 0.27\text{Re}^{0.21} & (80 < \text{Re} < 10^4) \\ 2 & (\text{Re} > 10^4) \end{cases}$$

5.2 Результати чисельних розрахунків

В розрахунках приймалося, що діаметр заряду ВР становив $d_0 = 0,04$ м, діаметр свердловини $d_{\text{скв}} = 0,250$ м. Як ВР використовувався амоніт № 6ЖВ і амоніт ПЖВ20.

Детонаційні характеристики амоніту ПЖВ20 такі: $P_n = 2.838 \cdot 10^9$ Па; $\rho_n = 900$ кг/м³; $D_0 = 3600$ м/с; $Q = 1000$ ккал/кг; $\gamma = 1.25$. Амоніт № 6ЖВ має такі характеристики: $P_n = 3.248 \cdot 10^9$ Па; $\rho_n = 1000$ кг/м³; $D_0 = 4340$ м/с; $Q = 1030$ ккал/кг; $\gamma = 1,25$.

Фізико-механічні характеристики щебеню такі: $\rho_0 = 1800$ кг/м³ – щільність при атмосферному тиску; $\rho = 1900$ кг/м³ – щільність матеріалу частинок. Діаметр частинок щебеню приймався рівним 20 і 40 мм. Відзначимо, що при діаметрі частинки щебеню, що дорівнює 20 мм, по радіусу порожнини міститься 5–6 частинок, а при діаметрі, що дорівнює 40 мм, відповідно 3 частинки.

На рис. 5.4 наведені профілі швидкості в системі «ПД–щебінь» в різні моменти часу при вибуху циліндричного заряду амоніту № 6ЖВ. По осі ординат відкладені значення функції в системі СІ, а по осі абсцис – відстань від осі заряду до межі свердловини з ґрунтом.

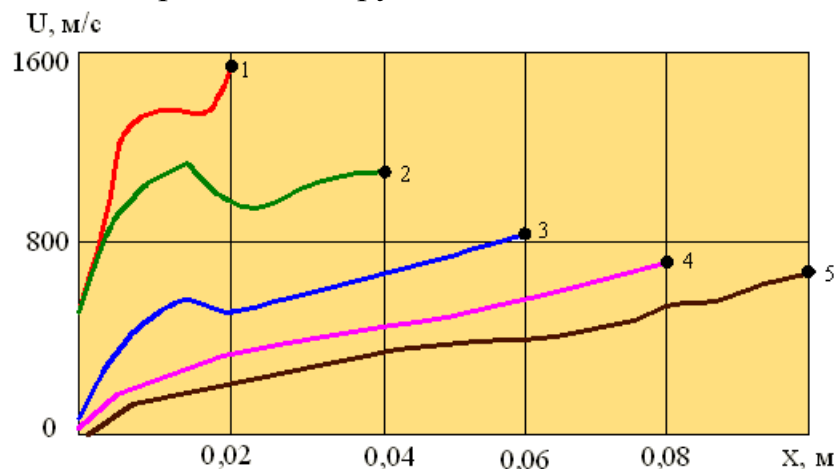


Рис. 5.4. Розвиток швидкостей частинок 1...5 в часі при вибуху циліндричного заряду амоніту № 6ЖВ: крива 1 – до виходу ударної хвилі на першу частинку, або на межу «продукти детонації–щебінь»; криві 2, 3, 4, 5 –

до почергового приходу ударної хвилі на кожну наступну за відстанню частинку щебеню при діаметрі частинки 20 мм

Нумерація кривих відповідає різним моментам часу: 1 – вихід ударної хвилі на межу «продукти детонації–щебінь»; 2, 3, 4, 5 – вихід хвилі на відповідну частинку щебеню. З рис. 5.4 видно, що частинки щебеню, які безпосередньо примикають до ПД, отримують швидкість близько 1000 м/с. Далі ця швидкість зростає незначно, але починає перевищувати швидкість ПД. З аналізу залежностей також випливає, що при досягненні хвилею межі зі щебенем відбувається стрибок швидкості, обумовлений виходом хвилі з менш щільного середовища в більш щільне середовище (ефект відбиття від твердої стінки). При цьому виникає відбита ударна хвиля, яка гальмує набігаючий потік газу. Фронт відбитої ударної хвилі рухається від контактного розриву «ПД–щебінь» до осі заряду зі змінною швидкістю, що є наслідком зміни набігаючого потоку газу. Область відбитої ударної хвилі істотно впливає на швидкість частинок щебеню, приводячи до їх різкого гальмування. Після проходження частинкою щебеню зони відбитої ударної хвилі її швидкість зменшилася більш, ніж на 250 м/с.

На рис. 5.5 показано профілі тиску за фронтом продуктів вибуху, що розширюються для розглянутого вище випадку.

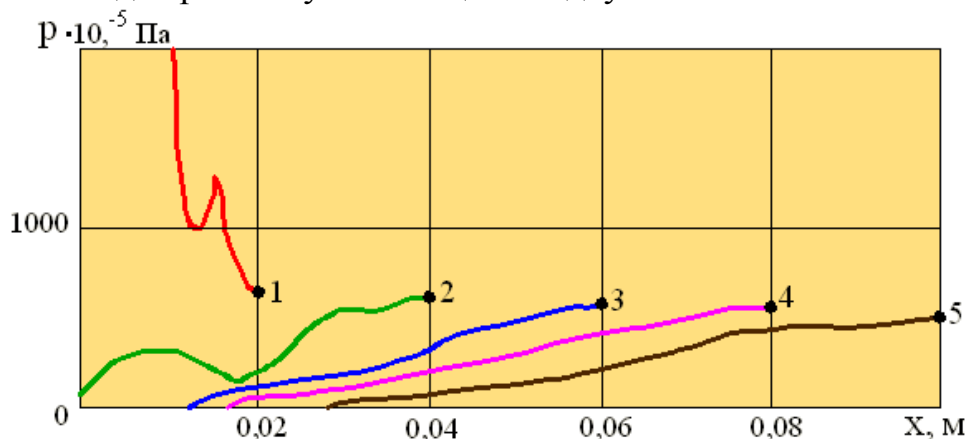


Рис. 5.5. Криві: 1 – до виходу ударної хвилі на межу «продукти детонації - щебінь» (на першу частку); 2, 3, 4, 5 – послідовний вихід хвилі на відповідну частку щебеню (діаметр частинки дорівнює 20 мм)

Різкий пік осциляцій на кривій 1, як і пік швидкості (крива 1, рис. 5.4), пов'язані з відбиттям хвилі від контактного розриву «продукти детонації–щебінь».

На рис. 5.6 і 5.7 наведено результати чисельного розрахунку для тих же параметрів заряду та типу ВР, але радіус частинок щебеню збільшено в 2 рази. З зіставлення цих рисунків з рис. 5.4 і 5.5 можна зробити висновок, що хвильові процеси протікають за подібною схемою, але при збільшенні діаметра частинок щебеню відбувається зменшення визначуваних параметрів. Збільшення діаметра частинки щебеню вдвічі привело до

зниження швидкості частинок щебеню на 400 м/с. Це пояснюється тим, що такі великі частинки не встигають набрати достатньої швидкості в початковий момент руху, коли швидкість розльоту продуктів детонації найбільша. Очевидно, що зі збільшенням діаметра частинок щебеню буде відбуватися подальше зменшення визначуваних параметрів руху.

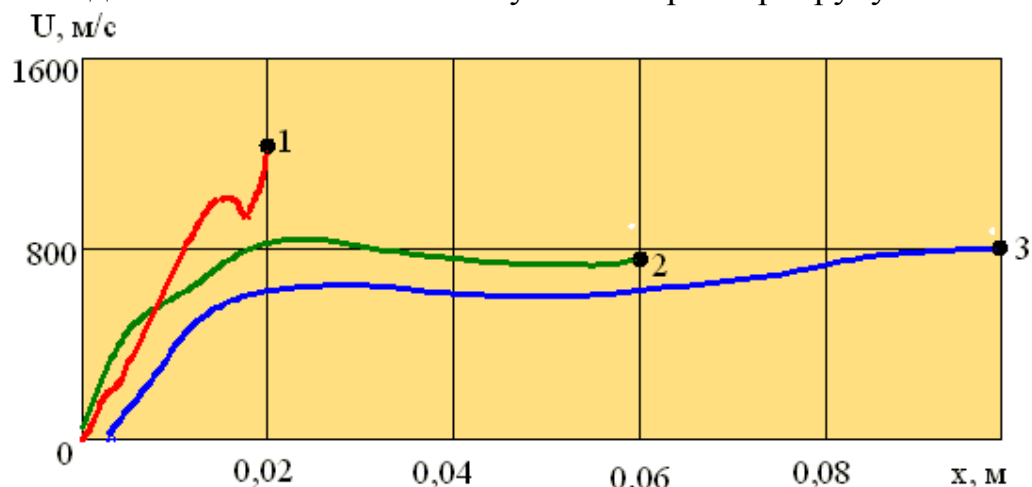


Рис. 5.6. Розподіл швидкості в часі під час вибуху циліндричного заряду амоніту № 6ЖВ: 1 – вихід ударної хвилі на межу площини поділу середовища «продукти детонації–щебінь»; 2, 3 – вихід хвилі на відповідну частинку щебеню (діаметр частинки дорівнює 40 мм)

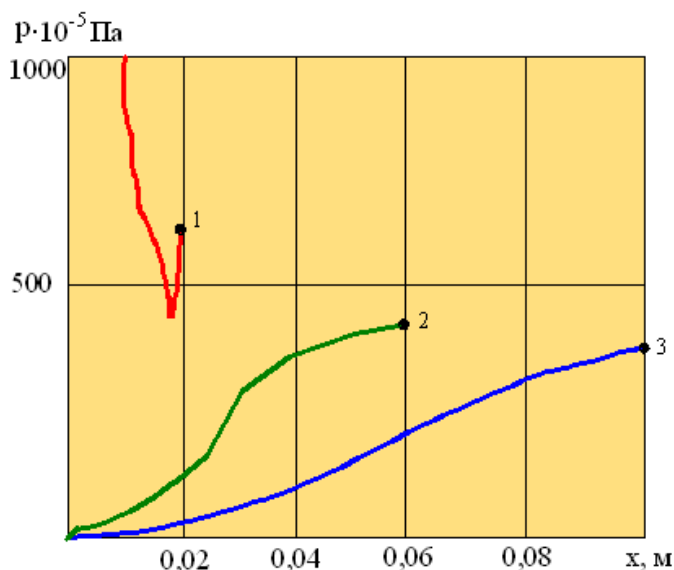


Рис. 5.7. Розподіл тиску в часі при вибуху циліндричного заряду амоніту № 6ЖВ: 1 – вихід ударної хвилі на межу «продукти детонації–щебінь»; 2, 3 – вихід хвилі на відповідну частку щебеню (діаметр частинки дорівнює 40 мм)

Далі проводилися чисельні розрахунки з метою з'ясування впливу детонаційних характеристик ВР на процес руху системи «продукти детонації–щебінь». На рис. 5.8 і 5.9 наведено результати розрахунків для вибуху циліндричного заряду амоніту ПЖВ20. Інші параметри завдання залишилися попередніми. На рис. 5.8 і 5.9 наведено результати чисельного розрахунку для вибуху заряду амоніту ПЖВ20 при діаметрі частинок щебеню, що дорівнює 20 мм. З порівняння рис. 5.5 і 5.6 з рис. 5.8 і 5.9

впливає, що основні закономірності розвитку хвильових процесів у системі «продукти детонації–щебінь» зберігаються, проте під час вибуху заряду амоніту ПЖВ20 відбувається зменшення швидкості їх підльоту до стінки порожнини на 350 м/с і тиску на 10 МПа.

На рис. 5.8 нанесено розташування п'яти частинок щебеню (точки 1...5), що послідовно і радіально заповнюють відстань між зарядом і стінкою свердловини. Залежності 1...5 демонструють закономірності наростання швидкості частинок щебеню в системі «ПД–щебінь» з часом після вибуху циліндричного заряду.

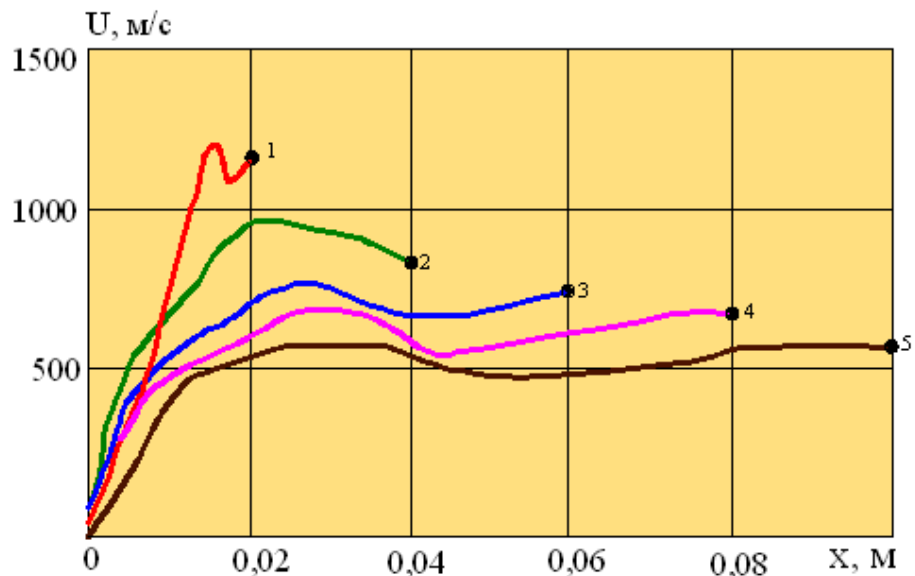


Рис. 5.8. Розподіл швидкості в часі при вибуху циліндричного заряду амоніту ПЖВ20: 1 – вихід ударної хвилі на кордон «продукти детонації– щебінь»; 2, 3, 4, 5 – вихід хвилі на відповідну частку щебеню (діаметр частинки щебеню дорівнює 20 мм)

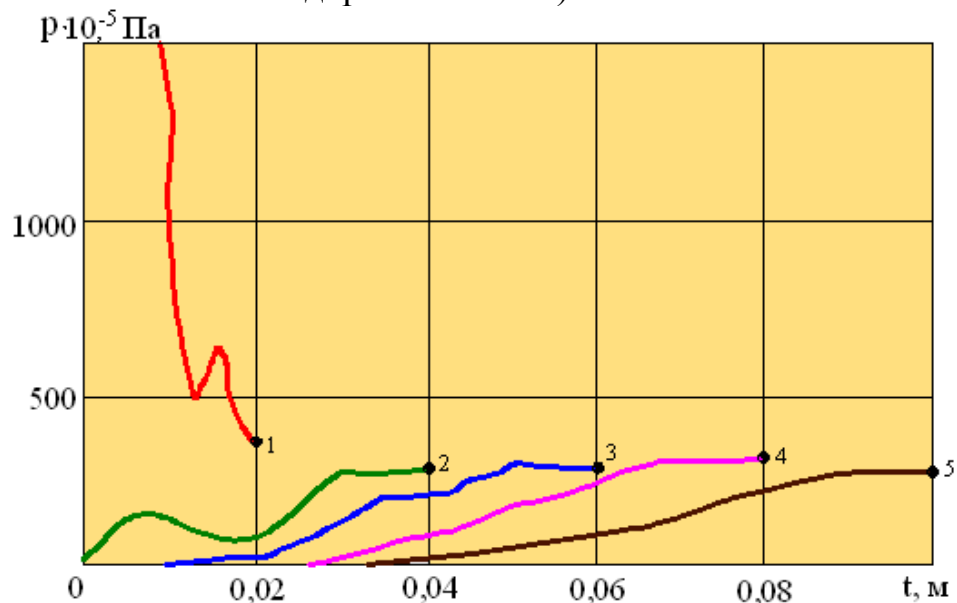


Рис. 5.9. Розподіл тиску в часі при вибуху циліндричного заряду амоніту ПЖВ20: 1 – вихід ударної хвилі на кордон «продукти детонації–щебінь»; 2, 3, 4, 5 - вихід хвилі на відповідну частку щебеню (діаметр частинки щебеню дорівнює 20 мм)

Це пояснюється тим, що амоніт № 6ЖВ має більшу швидкість детонації і початковий тиск вибуху в порівнянні з амонітом ПЖВ20.

Дослідження проводилися і для частинок щебеню діаметром 70 мм. При цьому встановлено, що при подібних закономірностях розвитку хвильового процесу відбувається зниження значень основних параметрів.

5.3. Чисельне моделювання проникнення щебеню в ґрунтовий масив

На другому етапі розв'язання розглядається проблема введення частинок щебеню в ґрунтовий півпростір. Частинки щебеню при проникненні в ґрунт розглядаються як абсолютно жорстке тіло [98]. При цьому приймається гіпотеза «плоских перерізів» і «нормальних траєкторій», згідно з якими рух ґрунту відбувається прямолінійно в напрямках, перпендикулярному і нормальному до поверхні частинки щебеню. При такому підході параметри руху ґрунту залежать тільки від радіальної координати.

За рахунок контакту частинок ґрунту з частинкою, що рухається, вектор швидкості складається з двох компонент – радіальної w і осьової u . Значення осьової складової швидкості вважається такою, що дорівнює швидкості проникання частинок щебеню в ґрунт, отриманої на першому етапі розв'язання задачі. Радіальна складова визначається як $w = u_p \operatorname{tg} \beta$, де β – кут між нормаллю до поверхні щебеню і ґрунтом.

Напружений стан ґрунту характеризується тензором напружень з трьома нормальними складовими $(\sigma_{rr}, \sigma_{zz}, \sigma_{\theta\theta})$ і одним дотичним напруженням τ_{rz} .

Рух ґрунту в циліндричній системі координат r, z описується в радіальному та осьовому напрямках законами збереження імпульсу і рівнянням нерозривності

де $V = \frac{\rho_0}{\rho}$ – відносний питомий об'єм; ρ_0, ρ – початкова і поточна щільність середовища.

Динамічна поведінка ґрунту описується в рамках моделі твердого пористого багатокомпонентного в'язкопластичного середовища зі змінним коефіцієнтом об'ємної в'язкості $\eta(\epsilon)$ [99]. Рівняння стиснення середовища має однаковий вигляд для навантаження і розвантаження.

$$\dot{\varepsilon} = \varphi(P, \varepsilon) \dot{P} - \frac{\alpha_1 \lambda(P, \varepsilon)}{\eta(P, \varepsilon)} \psi(P, \varepsilon) \quad (5.36)$$

Функції, що входять до цього рівняння, різні для цих двох режимів деформування. Для навантаження:

$$\begin{aligned} \varphi(p, \varepsilon) &= \alpha_1 \left(\frac{df_D}{d\varepsilon_1} \right)^{-1} - \sum_{i=2}^3 \alpha_i B_i [A_i (P - P_0) + 1]^{-k_i - 1}, \\ \lambda(p, \varepsilon) &= 1 - \left(\frac{df_D}{d\varepsilon_1} \right)^{-1} \frac{df_S}{d\varepsilon_1}, \\ \psi(p, \varepsilon) &= P - P_0 - f_S(\varepsilon_1), \\ f_S(\varepsilon_1) &= A_S^{-1} [(\varepsilon_1 + 1)^{-\gamma_S} - 1], \quad f_D(\varepsilon_1) = f_S(\varepsilon_1) + k\varepsilon_1, \quad k < 0 \end{aligned} \quad (5.37)$$

$$A_i = \frac{\gamma_i}{\rho_{i0} c_{i0}^2}, \quad B_i = \frac{1}{\rho_{i0} c_{i0}^2}, \quad k_i = \frac{1}{\gamma_i}, \quad i=2,3, \quad A_S = \frac{\gamma_S}{\rho_0 c_S^2},$$

де $\varepsilon, \varepsilon_i$ – об'ємна деформація середовища і компонентів ($i = 1$ – поровий простір, $i=2$ – рідкий компонент, $i=3$ – твердий компонент); α_i – вміст компонентів в одиниці об'єму ґрунту; ρ_{i0}, c_{i0} – щільність компонентів і швидкість звуку в них при атмосферному тиску P_0 ; γ_i – показники ступеня в рівняннях стисливості для компонентів типу Тета; ρ_0 – початкова щільність ґрунту; c_S, γ_S – швидкість звуку і показник ступеня при статичному навантаженні.

Для розвантаження маємо:

$$\varphi(P, \varepsilon) = \alpha_1 \left[\frac{df_D}{d\varepsilon_1} - \frac{df_S}{d\varepsilon_1} + \frac{df_{SR}}{d\varepsilon_1} \right]^{-1} - \sum_{i=2}^3 \alpha_i B_i [A_i (P - P_0) + 1]^{-k_i - 1}, \quad (5.38)$$

$$\lambda_1(P, \varepsilon) = \left(\frac{df_D}{d\varepsilon_1} - \frac{df_S}{d\varepsilon_1} \right) \left(\frac{df_D}{d\varepsilon_1} - \frac{df_S}{d\varepsilon_1} + \frac{df_{SR}}{d\varepsilon_1} \right)^{-1},$$

$$\psi(p, \varepsilon) = P - P_0 - f_{SR}(\varepsilon_1),$$

$$f_S(\varepsilon_1) = A_S^{-1} [(\varepsilon_1 + 1)^{-\gamma_S} - 1], \quad f_D(\varepsilon_1) = f_S(\varepsilon_1) + k\varepsilon_1, \quad k < 0 \quad (5.39)$$

$$f_{SR}(\varepsilon_1) = A_{SR}^{-1} \left\{ \left\{ \varepsilon_1 + 1 + [A_{SR} (P_m - P_0) + 1]^{-1/\gamma_{SR}} - [A_S (P_m - P_0) + 1]^{-1/\gamma_S} \right\}^{-\gamma_{SR}} - 1 \right\},$$

$$P_m - P_0 = A_S^{-1} [(\varepsilon_{1m} + 1)^{-\gamma_S} - 1], \quad k_i = \frac{1}{\gamma_i}, \quad i=2,3;$$

$$A_S = \frac{\gamma_S}{\rho_0 c_S^2}, \quad A_{SR} = \frac{\gamma_{SR}}{\rho_0 c_{SR}^2},$$

де c_{SR} – швидкість звуку при розвантаженні середовища; γ_{SR} – показник ступеня в рівнянні об'ємного стиснення при розвантаженні середовища; P_m – тиск при досягненні об'ємною деформацією порового простору максимального значення ε_{1m} .

Коефіцієнт об'ємної в'язкості, згідно з [100], має вигляд:

$$\eta(P, \varepsilon) = \eta_D \left\{ \frac{P - P_0 - \frac{\rho_0 c_s^2}{\gamma_s} \left[\gamma_s \varepsilon_1 - 1 + (\varepsilon_1 + 1)^{-\gamma_s} \right]}{\varepsilon_1 (k - \rho_0 c_s^2)} \right\}^{-m} \quad (5.40)$$

Умовою пластичності ґрунту є умова Мізеса-Боткіна [148]:

$$S_{rr} = - \left(y_0 + \frac{k_t \cdot P}{1 + \frac{k_t P}{\tau - y_0}} \right), S_{\theta\theta} = -\frac{1}{2} S_{rr}, S_{zz} = \frac{2(1 + k_t)}{1 + 2k_t} P, \quad (5.41)$$

де $S_{rr}, S_{zz}, S_{\theta\theta}$ – нормальні компоненти девіатора тензора напружень, зчеплення ґрунту, коефіцієнт внутрішнього тертя, зсувна міцність ґрунту.

Початкові умови нульові, тобто середовище в початковий момент часу спочиває. Частинки щебеню мають початкову швидкість і тиск, розраховані на першому етапі розв'язання задачі.

Граничні умови завдання задаються на контактній межі частинки щебеню $r = R$ (R – радіус частинки) з ґрунтом у такому вигляді:

1) радіальна складова швидкості частинок ґрунту дорівнює швидкості проникання частинок щебеню

$$w(R, t) = w_p \quad (5.42)$$

2) дотичне напруження частинок ґрунту рівне контактній напрузі на межі зі щебенем

$$\tau_{rz} = \tau_p \quad (5.43)$$

5.4 Метод і алгоритм розрахунку хвильових процесів у ґрунті при проникненні щебеню

Для апроксимації системи диференціальних рівнянь (5.33)–(5.43) застосовувався метод кінцевих різниць з використанням кінцево-різницевої схеми типу «хрест» [101] другого порядку точності просторової і часової координати зі штучною в'язкістю. Як додатковий член до середнього гідростатичного тиску в різниці рівняння руху вводилася лінійно-квадратична штучна в'язкість q , що дозволяє вести наскрізні розрахунки, як на гладких, так і на розривних течіях.

Для чисельного рахунку середовище ділиться на клітинки за масою наступним чином:

$$m_{j+1/2} = \frac{\rho_0}{V_0} \left(\frac{(r_{j+1}^0)^\nu - (r_j^0)^\nu}{\nu} \right), \quad (5.44)$$

де $j = 1, 2, \dots, n$; N – координата Лагранжа; r – координата Ейлера; $\nu = 1, 2, 3$ – для плоского, циліндричного і сферичного випадків відповідно; індекс «0» відноситься до початкового моменту часу.

Рівняння руху апроксимується в момент часу t^n таким чином

$$U_j^{n+1/2} = U_j^{n-1/2} + \frac{\Delta t^n}{\phi_j^n} \left[(T_{zr})_{j+1/2}^n - (T_{zr})_{j-1/2}^n \right] + \Delta t^n \beta_j^n; \quad (5.45)$$

$$(T_{zr}^n)_{j+1/2} = \{(\tau_{zr}^n + q^{n-1/2})\}_{j+1/2}; \quad (5.46)$$

$$\phi_j^n = \frac{1}{2} \left[\rho_{j+1/2}^0 \left(\frac{r_{j+1}^n - r_j^n}{V_{j+1/2}^n} \right) + \rho_{j+1/2}^n \left(\frac{r_j^n - r_{j-1}^n}{V_{j-1/2}^n} \right) \right]; \quad (5.47)$$

$$\beta_j^n = \frac{1}{2} \left\{ \left[\frac{(T_r)_{j+1/2}^n}{\frac{1}{2}(r_{j+1}^n + r_j^n)} \right] \left(\frac{V^n}{\rho^0} \right)_{j+1/2} + \left[\frac{(T_r)_{j-1/2}^n}{\frac{1}{2}(r_j^n + r_{j-1}^n)} \right] \left(\frac{V^n}{\rho^0} \right)_{j-1/2} \right\}; \quad (5.48)$$

$$w_j^{n+1/2} = w_j^{n-1/2} + \frac{\Delta t^n}{\phi_j^n} \left[(\Sigma_r)_{j+1/2}^n - (\Sigma_r)_{j-1/2}^n \right] + \Delta t^n \beta_j^n (d-1) \quad (5.49)$$

$$(\Sigma_r^n)_{j+1/2} = \{-(P^n + q^{n-1/2}) + S_r^n\}_{j+1/2} \quad (5.50)$$

$$(\Sigma_\theta^n)_{j+1/2} = \{-(P^n + q^{n-1/2}) + S_\theta^n\}_{j+1/2} \quad (5.51)$$

$$\phi_j^n = \frac{1}{2} \left[\rho_{j+1/2}^0 \left(\frac{r_{j+1}^n - r_j^n}{V_{j+1/2}^n} \right) + \rho_{j+1/2}^n \left(\frac{r_j^n - r_{j-1}^n}{V_{j-1/2}^n} \right) \right] \quad (5.52)$$

$$\beta_j^n = \frac{1}{2} \left\{ \left[\frac{(\Sigma_r)_{j+1/2}^n - (\Sigma_\theta)_{j+1/2}^n}{\frac{1}{2}(r_{j+1}^n + r_j^n)} \right] \left(\frac{V^n}{\rho^0} \right)_{j+1/2} + \left[\frac{(\Sigma_r)_{j-1/2}^n - (\Sigma_\theta)_{j-1/2}^n}{\frac{1}{2}(r_j^n + r_{j-1}^n)} \right] \left(\frac{V^n}{\rho^0} \right)_{j-1/2} \right\}. \quad (5.53)$$

На зовнішній межі області J (границя області, залученої до руху) виконуються такі співвідношення:

$$\phi_J^n = \frac{1}{2} \rho_{J-1/2}^0 \left(\frac{r_J^n - r_{j-1}^n}{V_{J-1/2}^n} \right); \quad (5.54)$$

$$\beta_J^n = \left[\frac{(\Sigma_r)_{J-1/2}^n - (\Sigma_\theta)_{J-1/2}^n}{\frac{1}{2}(r_J^n + r_{j-1}^n)} \right] \left(\frac{V^n}{\rho^0} \right)_{J-1/2}. \quad (5.55)$$

На внутрішній межі розрахункової області J (на контактні частинки щобеню з ґрунтом) маємо

$$\phi_J^n = \frac{1}{2} \rho_{J+1/2}^0 \left(\frac{r_{J+1}^n - r_J^n}{V_{J+1/2}^n} \right); \quad (5.56)$$

$$\beta_J^n = \left[\frac{(\Sigma_r)_{J+1/2}^n - (\Sigma_\theta)_{J+1/2}^n}{\frac{1}{2}(r_J^n + r_{J+1}^n)} \right] \left(\frac{V^n}{\rho^0} \right)_{J+1/2}. \quad (5.57)$$

Для розрахунку координати використовується співвідношення

$$r_j^{n+1} = r_j^n + U_j^{n+1/2} \Delta t^{n+1/2}. \quad (5.58)$$

Рівняння нерозривності (5.35) апроксимується таким чином:

$$V_{j+1/2}^{n+1} = V_{j+1/2}^n + \Delta t^{n+1/2} \left(\frac{\rho^0}{m} \right)_{j+1/2} [w_{j+1}^{n+1/2} (r_{j+1}^{n+1/2})^{\nu-1} - w_j^{n+1} (r_j^{n+1/2})^{\nu-1}] + \left[\frac{(w)_{J+1/2}^n - (w)_{J+1/2}^n}{(r_J^n + r_{J+1}^n)} \right] \left(\frac{V^n}{\rho^0} \right)_{J+1/2}, \quad (5.59)$$

де
$$r_{j+1}^{n+1/2} = \frac{1}{2} (r_{j+1}^{n+1} + r_{j+1}^n). \quad (5.60)$$

Швидкості деформацій обчислюються згідно з формулами

$$(\dot{\epsilon}_1)_{j+1/2}^{n+1/2} = \frac{U_{j+1}^{n+1/2} - U_j^{n+1/2}}{r_{j+1}^{n+1/2} - r_j^{n+1/2}}; \quad (5.61)$$

$$(\dot{\epsilon}_2)_{j+1/2}^{n+1/2} = \frac{U_{j+1}^{n+1/2} + U_j^{n+1/2}}{r_{j+1}^{n+1/2} + r_j^{n+1/2}}, \quad (5.62)$$

причому для плоского випадку ($\nu = 0$) $\dot{\epsilon}_2 = 0$.

Девіатор напружень обчислюється у відповідності з формулами

$$(S_r)_{j+1/2}^{n+1/2} = - \left(y_0 + \frac{k_\tau P_{j+1/2}^{n+1/2}}{1 + \frac{k_\tau P_{j+1/2}^{n+1/2}}{\tau} - y_0} \right); \quad (5.63)$$

$$(S_\theta)_{j+1/2}^{n+1/2} = -\frac{1}{2} (S_r)_{j+1/2}^{n+1/2}; \quad (5.64)$$

$$(S_z)_{j+1/2}^{n+1/2} = \frac{2(1+k_t)}{1+2k_t} P_{j+1/2}^{n+1/2}.$$

Штучна в'язкість обчислюється у разі виконання таких умов:

$$U_{j+1}^{n+1/2} < U_j^{n+1/2} \quad \text{і} \quad (V_{j+1/2}^{n+1} - V_{j+1/2}^n) < 0. \quad (5.65)$$

Лінійна в'язкість обчислюється відповідно рівнянню:

$$q_{j+1/2}^{n+1/2} = C_L a \rho^0 \eta_{j+1/2}^{n+1/2} |U_{j+1}^{n+1/2} - U_j^{n+1/2}|. \quad (5.66)$$

Квадратична в'язкість визначається виразом

$$q_{j+1/2}^{n+1/2} = C_0^2 \rho^0 \eta_{j+1/2}^{n+1/2} (U_{j+1/2}^{n+1/2} - U_j^{n+1/2})^2. \quad (5.67)$$

В формулах (5.66)–(5.67) $C_L \approx \frac{1}{2}$, $C_0 \approx 2$, a – місцева швидкість звуку.

Для розрахунку тиску в ґрунті на кожному часовому шарі доводиться вести ітераційний процес з використанням методу простих ітерацій. Рівняння для визначення тиску на кожному часовому шарі має вигляд

$$[P_{j+1/2}^{n+1}]_k = P_{j+1/2}^n + \frac{\dot{\varepsilon}_{j+1/2}^{n+1} + \alpha_1 \lambda([P_{j+1/2}^{n+1}]_k, \varepsilon_1^n) \frac{\varphi([P_{j+1/2}^{n+1}]_k, \varepsilon_{j+1/2}^n)}{\eta([P_{j+1/2}^{n+1}]_k, \varepsilon_{j+1/2}^{n+1})}}{\varphi([P_{j+1/2}^{n+1}]_k, \varepsilon_{j+1/2}^{n+1})}. \quad (5.68)$$

Ітераційний процес ведеться до тих пір, поки не буде виконуватися така умова:

$$|[P_{j+1/2}^{n+1}]_{k+1} - [P_{j+1/2}^{n+1}]_k| \leq \delta, \quad (5.69)$$

де δ – мале наперед задане число (у розрахунках δ приймалося рівним 10 Па); k – номер ітерації.

Умовою стійкості служить видозмінена умова типу фон Неймана і Ріхтмайера [147–148]:

$$\Delta t^{n+3/2} = \frac{1}{3} \frac{\Delta r^{n+1}}{\sqrt{a^2 + b^2}}|_{(\min \dots no \dots j)}, \quad (5.70)$$

$$\Delta r^{n+1} = r_{j+1}^{n+1} - r_j^{n+1}.$$

При цьому, якщо $\Delta t^{n+3/2} > 1.1 \Delta t^{n+1/2}$, то покладається:

$$\Delta t^{n+3/2} = 1.1 \Delta t^{n+1/2}, \quad \Delta t^{n+1} = \frac{1}{2} (\Delta t^{n+3/2} + \Delta t^{n+1/2}).$$

У формулі (5.70) a – місцева швидкість звуку; $b = 2C_0 \Delta r^{n+1/2}$ за умови $\dot{V}/V \geq 0$, в іншому випадку $b = 0$.

5.5 Результати чисельного розрахунку хвильових процесів у ґрунті при проникненні щебеню

Швидкість осевого руху щебеню вибиралася з даних розрахунків про рух частинок щебеню різного діаметру при вибухах зарядів двох промислових ВР, отриманих раніше.

$$\begin{aligned} \rho_{20} = 1000 \quad \rho_{30} = 2650 \quad c_{20} = 1500 \quad c_{30} = 4500 \quad \gamma_2 \quad \gamma_3 = 4 \\ \rho_0 c_S^2 = 3 \cdot 10^7 \quad \rho_0 c_D^2 = 3.67 \cdot 10^7 \quad \rho_0 c_{SR}^2 = 3 \cdot 10^7 \quad m = 3 \quad k = -1.2 \cdot 10^7 \\ \gamma_S = 4 \quad \gamma_D = 6 \quad \gamma_{SR} = 8 \quad \eta_D = 2000 \quad \alpha_1 = 0,1 \dots 0,4 \quad \alpha_2 = 1 - (\alpha_1 + \alpha_2) \\ \alpha_3 = 0,6 \quad y_0 = 0,9 \cdot 10^6 \quad \tau = 5 \cdot 10^6 \quad \tau = 12 \cdot 10^6 \end{aligned}$$

При проникненні частинок щебеню в ґрунт за останнім починає поширюватися ударна хвиля. На рис. 5.9 показані залежності радіальних напружень ґрунту від відстані при вибуху заряду амоніту № 6ЖВ при різних діаметрах частинок щебеню: 1, 1' – $d = 20$ мм, 2, 2' – $d = 40$ мм, 3, 3' – d

=70 мм. Суцільні лінії відповідають ґрунту з $\alpha_1 = 0,1$, штрихові – $\alpha_1 = 0,3$, чорні точки – частинкам щебеню.

На рис. 5.10 видно, що в початковий момент часу при ударі щебеню про ґрунт відбувається генерація ударної хвилі. Для одних і тих же діаметрів частинок щебеню великі значення радіальних напружень досягаються в ґрунті з меншим вмістом порового простору, тобто з більшою щільністю. Це пояснюється тим, що в такому середовищі дисипативні втрати при поширенні хвилі пов'язані з в'язкими властивостями менше, ніж у більш пористому середовищі.

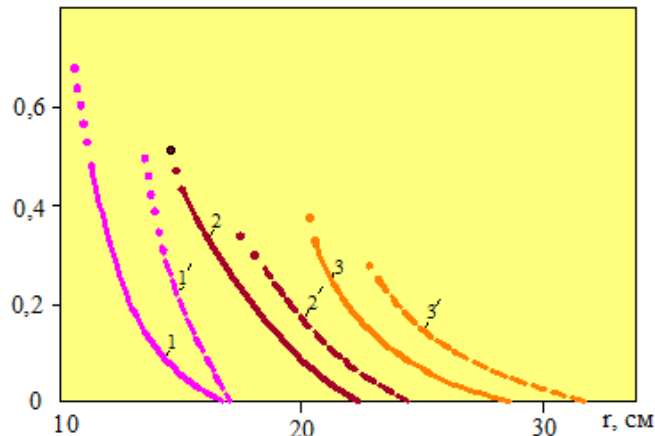


Рис. 5.10. Залежність радіальних напружень в ґрунті від відстані при вибуху заряду амоніту № 6ЖВ при різних діаметрах частинок щебеню: 1, 1' – $d = 20$ мм, 2, 2' – $d = 40$ мм, 3, 3' – $d = 70$ мм; лінії 1, 2, 3 відповідають ґрунту з $\alpha_1 = 0,1$; лінії 1', 2', 3' з $\alpha_1 = 0,3$

На поверхні частинок максимальні нормальні напруження більші, ніж у ґрунті, і чим пізніше частка потрапляє в ґрунт, тим більше в ній напруження. Це пояснюється тим, що при впливі продуктів детонації на щебінь частинки, які знаходяться ближче до газової порожнини, зазнають значного початкового тиску. При збільшенні діаметра частинок відбувається падіння напруження як в ґрунті, так і на самих частинках, що є закономірним, оскільки більші частинки при впливі на них тиску з боку продуктів детонації спочатку отримують менший тиск (рис. 5.5 і 5.7). Однак великі частинки, маючи велику інерцію, проникають в ґрунт на великі відстані: для частинок діаметром 20 мм ця відстань становить 12–15 см, діаметром 40 мм – 16–40 см, діаметром 70 мм – 23–25 см. Але у відносних відстанях частинки діаметром 20 мм проникнуть у ґрунт на глибину, що дорівнює 6–7,5 радіусів зарядної порожнини, частинки діаметром 40 мм – на 4–5 радіусів зарядної порожнини, частинки діаметром 70 мм – на 3–4,5 радіусів зарядної порожнини. Такі значення глибини проникнення частинок щебеню узгоджуються з теоретичними та експериментальними дослідженнями з глибини проникнення метеоритів в ґрунт і осколків у мішень [102].

Зазначену закономірність можна простежити і на рис. 5.11, де в логарифмічних координатах наведено залежності максимальної швидкості

частинок щебеню в ґрунті з $\alpha_1 = 0,1$ при проникненні частинок різного діаметра: 1 – $d = 20$ мм, 2 – $d = 40$ мм. З аналізу рис. 5.10 випливає, що маючи велику початкову швидкість, частинки меншого діаметра швидше гальмуються, що приводить до зниження їх швидкості і, як наслідок, до зменшення їхньої глибини проникнення в ґрунт.

Представляє інтерес простежити вплив різного компонентного складу ґрунту (щільності) на його деформування при проникненні щебеню.

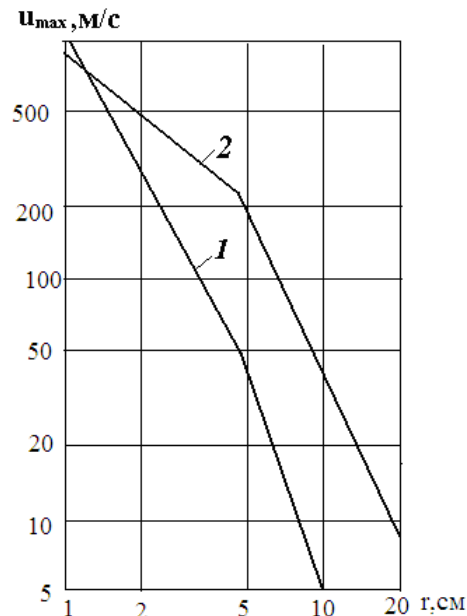


Рис. 5.11. Залежності максимальної швидкості частинок щебеню в ґрунті для їх різних діаметрів: 1 – $d = 20$ мм; 2 – $d = 40$ мм

На рис. 5.12 показано залежність максимальних об'ємних деформацій від відстані для лесовидного суглинку з різним вмістом порового простору при проникненні частинок діаметром 20 мм. Крива 1 відповідає $\alpha_1 = 0,1$, крива 2 – $\alpha_1 = 0,3$.

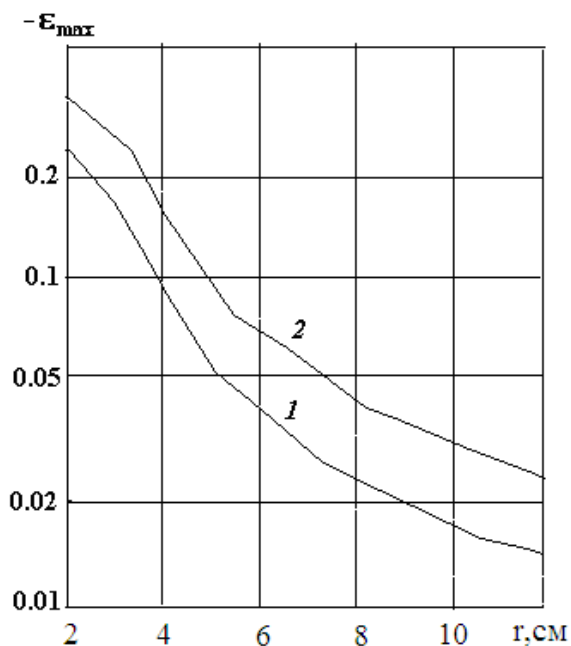


Рис. 5.12. Залежність максимальних об'ємних деформацій від відстані для лесовидного суглинку з різним вмістом порового простору: 1 – при $\alpha_1 = 0,1$;
2 – при $\alpha_1 = 0,3$

З рис. 5.12 випливає, що на всіх відстанях великі значення об'ємної деформації досягаються в ґрунті з більшою вільною пористістю, тобто з меншою щільністю, хоча максимальні напруження в такому середовищі нижчі. Це пояснюється тим, що більш пористе середовище має більшу стисливість навіть при меншому рівні навантаження. Треба зазначити, що для розглянутих ґрунтів характерне різке падіння величини об'ємної деформації з віддаленням від порожнини. Такий розподіл деформацій відповідає характеру розподілу напружень.

При дослідженні проникнення щебеню в ґрунт під час вибуху циліндричного заряду амоніту ПЖВ20 були отримані закономірності, аналогічні закономірностям від вибухів амоніту № 6ЖВ, але з меншими значеннями основних параметрів руху.

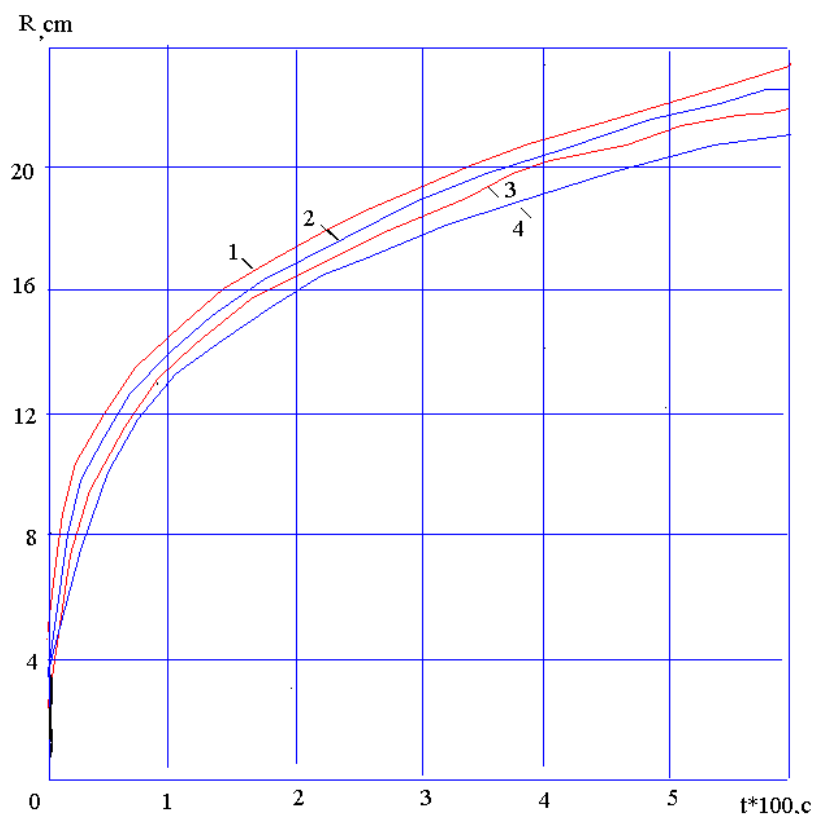


Рис. 5.13. Залежність радіуса порожнини від часу при вибуху зарядів амоніту № 6ЖВ (1, 2) і амоніту ПЖВ20 (3, 4) при різних діаметрах частинок щебеню: 1, 3 – $d = 20$ мм; 2, 4 – $d = 40$ мм

З аналізу проведених теоретичних досліджень випливають такі висновки.

1. Розроблено математичну модель проникнення щебеню в ґрунтовий масив при динамічному впливі на нього вибуху циліндричного заряду ВР,

яка дозволяє описувати напружено-деформований стан ґрунту і частинок щебеню при різних фізико-механічних і геометричних параметрах аналізованих об'єктів. При цьому процес розбивається на два етапи. На першому етапі розглядається рух частинок щебеню і продуктів вибуху при миттєвій хвильовій детонації. На другому досліджується реальний процес руху щебеню та ґрунту.

2. Розроблено алгоритм і програми, що дозволяють встановити закономірності зміни хвильових процесів у продуктах детонації, частинках щебеню і ґрунті.

3. У результаті чисельного розв'язання задачі встановлено, що частинки щебеню меншого діаметру при впливі на них продуктів детонації розлітаються з більшою швидкістю і при більшому тиску в порівнянні з більш крупними частками. Під час вибуху заряду амоніту № 6ЖВ ці параметри вищі, ніж при вибуху амоніту ПЖВ20, який має нижчі детонаційні характеристики. Під час вибуху заряду амоніту ПЖВ20 відбувається зменшення швидкості підльоту частинок до стінки порожнини на 350 м/с і тиску на 10 МПа.

4. Для одних і тих же діаметрів частинок щебеню великі значення радіальних напружень досягаються в ґрунті з меншим вмістом порового простору, тобто з більшою щільністю.

5. При збільшенні діаметра частинок відбувається падіння напружень як в ґрунті, так і на самих частинках, але великі частинки проникають в ґрунт на більші відстані. Глибина проникнення для розглянутих частинок щебеню становить від 3 до 7,5 діаметрів зарядної порожнини.

6. При проникненні щебеню в ґрунт відбувається його ущільнення, причому на однакових відстанях більші значення об'ємної деформації досягаються в ґрунті з більшою вільною пористістю.

РОЗДІЛ 6

ДЕФОРМОВАНІЙ СТАН АРМОВАНОГО ЩЕБЕНЕМ ҐРУНТОВОГО МАСИВУ

6.1 Застосування програмного забезпечення PLAXIS для геотехнічних розрахунків

Інженерний аналіз – завершальний етап будь-якого будівельного проекту, що визначає надійність і якість споруджуваного об'єкта.

Програмне забезпечення PLAXIS призначене для виконання точних і високоякісних геотехнічних розрахунків, що базуються на кінцево-елементному методі. В основу покладено процес моделювання ґрунтів та їх взаємодії між інженерними спорудами і ґрунтами. За допомогою цього програмного забезпечення можна розв'язати проблему осесиметрії і нелінійного аналізу ґрунтів. PLAXIS став свого роду сполучною ланкою між теоретичними дослідженнями та практичною роботою. Звичайно, це не єдина програма для виконання кінцево-елементного аналізу в області механіки ґрунтів: існують, наприклад, ABAQUS, ANSYS, ZSOIL. Однак, як вважають фахівці, PLAXIS вигідно відрізняється від них простим, призначеним для користувача, інтерфейсом, високою точністю розрахунків і дуже доступною ціною.

PLAXIS може бути застосований для розв'язання більшості завдань у сфері традиційної механіки ґрунтів. Він може застосовуватися для комплексних розрахунків стійкості при динамічних впливах та інфільтрації. Програмні продукти фірми PLAXIS призначені для моделюванні динамічних дій.

При проведенні геотехнічних розрахунків необхідна наявність основних ґрунтових моделей для імітації нелінійної і нестационарної поведінки ґрунтів.

При цьому можна змоделювати основи і ті споруди, які можуть бути зведені на даній ділянці. Зі створеної геометричної моделі програма в автоматичному режимі генерує неструктуровану кінцево-елементну сітку з можливістю глобальної і локальної зміни її щільності. Використання в моделі елементів високого порядку корисно для рівномірного розподілу напружень в ґрунті і точного передбачення неприпустимих навантажень. Користувачеві наданий вибір між 6-вузловими і 15-вузловими елементами, що можна з успіхом використовувати в осесиметричному аналізі.

PLAXIS пропонує різні види розрахунків: розрахунок пластичності, аналіз консолідації та аналіз удосконаленої кінцево-елементної сітки.

На виході PLAXIS дозволяє створювати графіки всіх типів напружень і переміщень в будь-якому перерізі. Візуалізація траєкторії напруги дає можливість проникнути в поведінку локального ґрунту і полегшує аналіз розрахованих в PLAXIS результатів. Завдяки своїй багатогранності PLAXIS

може бути застосований як багатфункціональний комплекс, що моделює розв'язання та оптимізацію задач, пов'язаних з геотехнічною інженерією.

PLAXIS 3D FOUNDATION – це програма розрахунків за кінцевими елементами у тривимірній системі, розроблена спеціально для аналізу основи конструкцій.

Ідея методу кінцевих елементів полягає в тому, що континуальна система замінюється (апроксимується) системою з кінцевим числом ступенів свободи, тобто виробляється дискретизація системи на окремі елементи, з'єднані між собою у вузлах. Передбачається, що робота кінцевого елемента точно або наближено вивчена, наприклад, встановлена залежність між переміщеннями вузлів елемента і внутрішніми зусиллями у вузлах. Робота дискретизованої системи буде визначатися взаємодією окремих кінцевих елементів. Розв'язанням задачі визначення напружено-деформованого стану континуальної системи методом кінцевих елементів буде такий напружено-деформований стан дискретизованої системи, при якій задовольняються умови сумісності і рівноваги.

Точність розрахунку методом кінцевих елементів за інших однакових умов буде тим вищою, чим більшу кількість ступенів свободи (вузлів) матиме апроксимуюча система.

Програма PLAXIS 3D FOUNDATION поєднує простоту графічних схем введення, які дозволяють користувачеві автоматично створювати складні моделі кінцевих елементів, з досконалими пристроями виводу і надійними розрахунковими схемами.

Моделювання може бути нелінійним, яке залежить від часу, і анізотропним. Програма PLAXIS є дуже багатфункціональною, що дозволяє розглядати всі аспекти складних геотехнічних систем. Нижче розглянемо моделі ґрунтів, що використовуються в програмі PLAXIS, опис їх застосувань, а також параметри, необхідні в кожній моделі. Отже, у програмі PLAXIS є можливість моделювати поведінку ґрунтів, використовуючи такі моделі:

- модель Мора-Кулона (Mohr-Coulomb Model);
- модель тріщинуватих скельних порід (Jointed Rock Model);
- модель твердіючого (ущільненого) ґрунту (Hardening Soil Model);
- модель для м'яких ґрунтів (Soft Soil Model);
- модель для м'яких текучих ґрунтів (Soft Soil Creep Model).

Модель Мора-Кулона (Mohr-Coulomb Model). Пружно-пластична модель Мора-Кулона включає в себе п'ять вхідних параметрів: модуль Юнга (E), коефіцієнт Пуассона (ν), зчеплення (c), кут тертя (ϕ) і кут дилатансії (ψ). Ця модель представляє наближення "першого порядку" поведінки ґрунту або скельного ґрунту. Для кожного шару виконується одна оцінка постійної середньої жорсткості. Завдяки цій постійній жорсткості розрахунки порівняно швидкі. Крім цього, п'ять параметрів моделі, згадані вище, і початкові умови ґрунту відіграють істотну роль у найбільших проблемах ґрунтових деформацій.

Модель тріщинуватих скельних порід (Jointed Rock Model). JR модель – анізотропна пружно-пластична модель, спеціально призначена для моделювання поведінки шарів скельних порід, які включають нашарування і характерні розломні напрямки. Пластичність може відбуватися лише у максимум трьох поперечних напрямках (поперечні площини). Кожна площина має свої міцнісні параметри ϕ та c . Непошкоджений ґрунт розглядається як такий, що поводить себе повністю пружно, з постійними властивостями жорсткості E і ν .

Модель твердіючого (ущільненого) ґрунту (Hardening Soil Model). Це гіперболічна модель пружно-пластичного типу, яка формується в рамках пластичності з твердінням при зсуві. Крім того, ця модель враховує також тверднення при стисненні, щоб змодельовати необоротне ущільнення ґрунту при першому навантаженні стиском. Це модель другого порядку, яка дозволяє моделювати поведінку пісків, гравійно-піщаних сумішей, а також більш м'яких ґрунтів, наприклад, глин і суглинків.

Модель для м'яких ґрунтів (Soft Soil Model). Це модель типу Cam-Clay, яка дозволяє моделювати поведінку м'яких ґрунтів, наприклад нормально ущільнених глин або торфу. Ця модель дуже добре підходить для ситуацій, в яких переважним є первинне ущільнення.

SS модель – модель типу Cam-Clay, спеціально призначена для початкового навантаження нормально-консолідованих ґрунтів типу глини. Незважаючи на те, що моделююча здатність цієї моделі витіснена моделлю HS, SS, модель збережена в даній версії PLAXIS.

Модель для м'яких текучих ґрунтів (Soft Soil Creep Model). Це модель другого порядку, яка формується в рамках в'язкопластичності. Вона дозволяє моделювати стан м'яких ґрунтів, наприклад нормально ущільнених глин або торфу в залежності від часу. Модель враховує логарифмічне стиснення.

6.2 Формування розрахункових моделей процесу динамічного ущільнення зволоженого ґрунту з проникненням в нього твердого заповнювача

Для моделювання поведінки ґрунту при дії на нього вибухової хвилі, а також поширення і проникнення щебеневого заповнювача в оточуючий ґрунт було використано модель Мора-Кулона (Mohr-Coulomb Model), яка краще підходить для даної моделі.

Для кожного об'єкта аналізу в форматі 3D необхідно перш за все створити геометричну модель. Геометрична модель – це зображення реальної тривимірної задачі, яка визначається робочими площинами і свердловинами. Геометрична модель повинна включати чіткий розподіл ґрунтів за окремими шарами, конструктивні елементи, етапи будівництва і навантаження.

Енергія вибуху змодельована як вертикально рівномірно розподілене навантаження (рис. 6.2), прикладене по контуру свердловини, що діє на глибину 10 м, тобто на глибину свердловини, що проектується. У торцеву частину свердловини навантаження не додається.

Інвентарна плита представлена як ґрунтовий кластер з характеристиками залізобетону, що дозволяє розглядати її як об'ємний елемент з заданою товщиною, її характеристики представлені в табл. 6.1. Характеристики ґрунту в природному стані і в стані зволоження, а також характеристики армуючого матеріалу – щебеню подані в табл. 6.2.

Таблиця 6.1. Характеристики для інвентарної плити

Linear Elastic Mohr-Coulomb Linear Elastic Walls and Floors												
Number	Name	Type	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	k_x [m/day]	k_y [m/day]	k_z [m/day]	ν [10 ⁻³]	E_{ref} [10 ⁶ kN/m ²]	E_{incr} [kN/m ³]	γ_{ref} [m]	R_{inter} [-]
1	beton	Non-porous	25,000	25,000	0,000	0,000	0,000	180,000	30,000	0,000	0,000	1,000

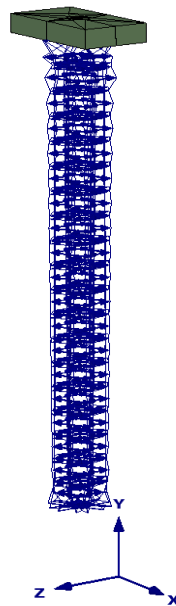


Рис. 6.2. Розташування рівномірно розподіленого навантаження в свердловині

Таблиця 6.2. Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Linear Elastic Mohr-Coulomb Linear Elastic Walls and Floors											
Number	Name	Type	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	k_x [m/day]	k_y [m/day]	k_z [m/day]	ν [10 ⁻³]	E_{ref} [10 ³ kN/m ²]	c_{ref} [kN/m ²]	ϕ [°]
2	less	Drained	15,500	18,600	0,100	0,300	0,100	310,000	9,600	86,000	24,000
3	less vodonas.	Drained	18,600	18,600	0,100	0,300	0,100	310,000	5,400	19,000	23,000
4	sheben	Drained	19,800	27,000	50,000	50,000	50,000	290,000	200,000	1,000	25,000

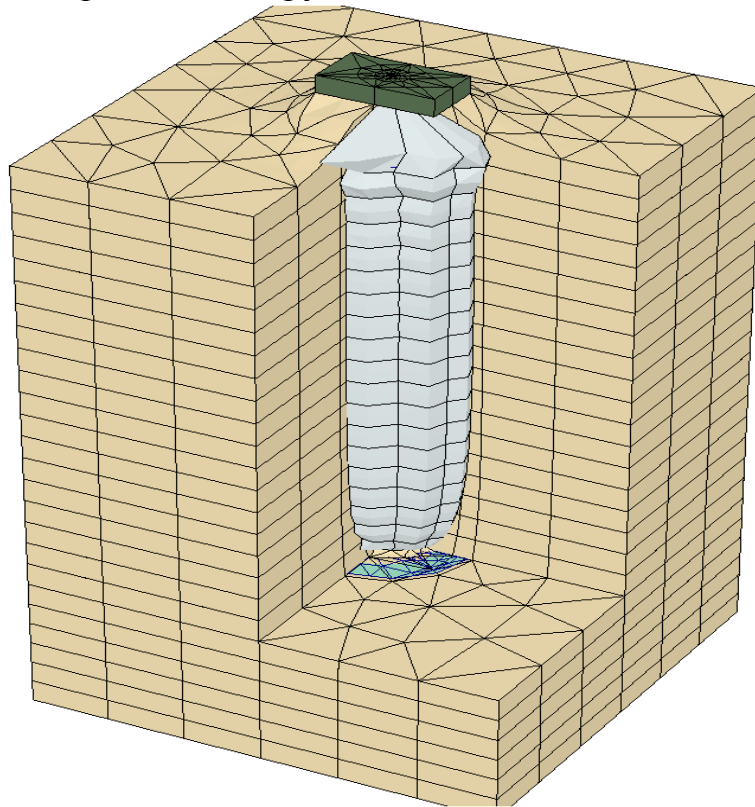
Розрахункова модель дозволяє визначити геометрію зон порушень, що утворились в результаті вибуху, та відстань, на яку щебінь проникне від проектного положення, в оточуючий лесовий ґрунт. Проектний діаметр свердловини, заповненої щебенем фракції 20–40 мм – 600 мм, діаметр зарядної свердловини 100 мм, довжина свердловини 10 м.

Енергія, що діє на щебеневий заповнювач, змодельована як рівномірно розподілене навантаження, що дорівнює 50 МПа. Необхідно приймати до

уваги, що щебінь представлений у розрахунку як суцільний ґрунтовий кластер і не надає можливості моделювати прикладання навантаження до кожної окремої частинки щебеню в залежності від її розміру і віддаленості від заряду.

Програма Plaxis 3D дозволяє задавати процес попереднього замочування масиву лесового ґрунту двома методами.

По першому методу процес попереднього замочування задається у моделі як штучний рівень води на верхній і нижній межах свердловини зі щебенем. Програма сприймає цей ґрунт як повністю водонасичений.



Максимальне значення загального переміщення $=785,53 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

Рис. 6.3. Деформована сітка при заданні зволоженого ґрунту по першому методу зі значеннями максимальних зсувів щебеневої зони

По другому методу задається попередньо відома, визначена за допомогою розрахунків, область замочування лесового ґрунту, що оточує свердловину з щебенем, як ґрунт зі зниженими характеристиками (таблиця 6.3), що відповідають лесу, який зазнав замочування водою. На рис. 6.4 він зображений більш темним кольором, а навколишній ґрунт програма сприймає як абсолютно сухий.

Як впливає з рис. 6.3 та 6.4, отримані форми зон проникнення щебеню в зволожений ґрунт мають деякі відмінності. Можна зробити висновок, що це залежить від розміру зволоженої зони. У другому випадку було задано значно меншу зону зволоження, ніж у першому випадку, і в програмі відобразився процес випирання щебеневої зони за рахунок відсутності деформацій в зоні сухого лесового ґрунту.

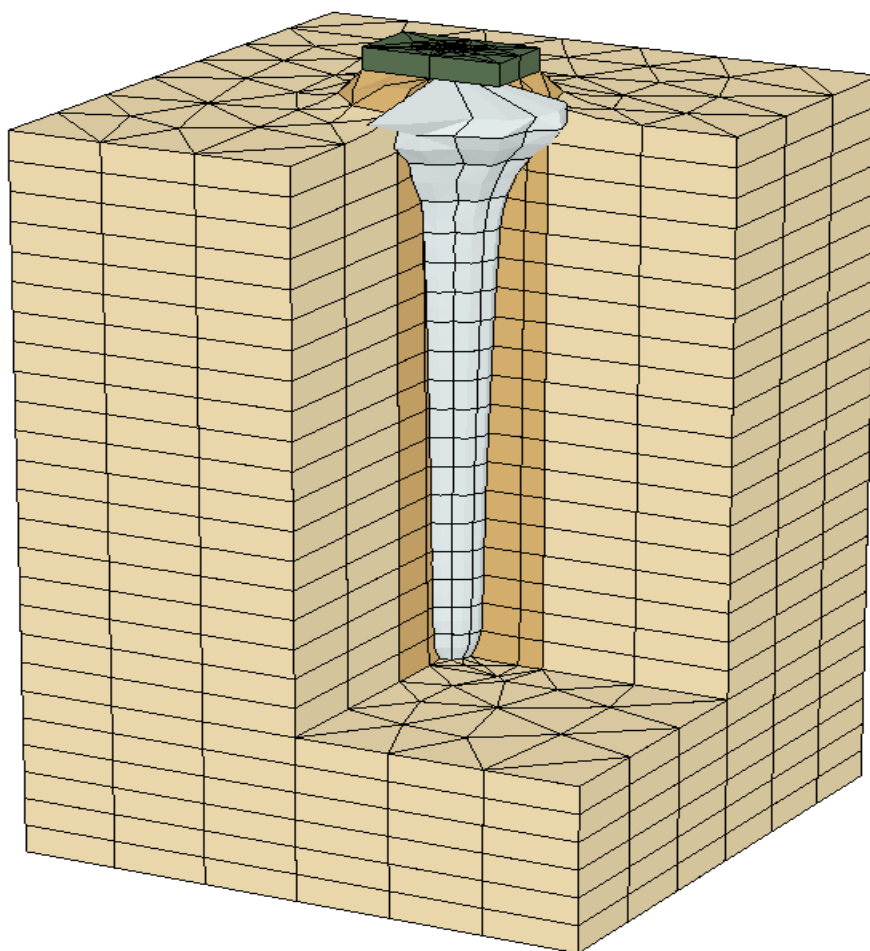
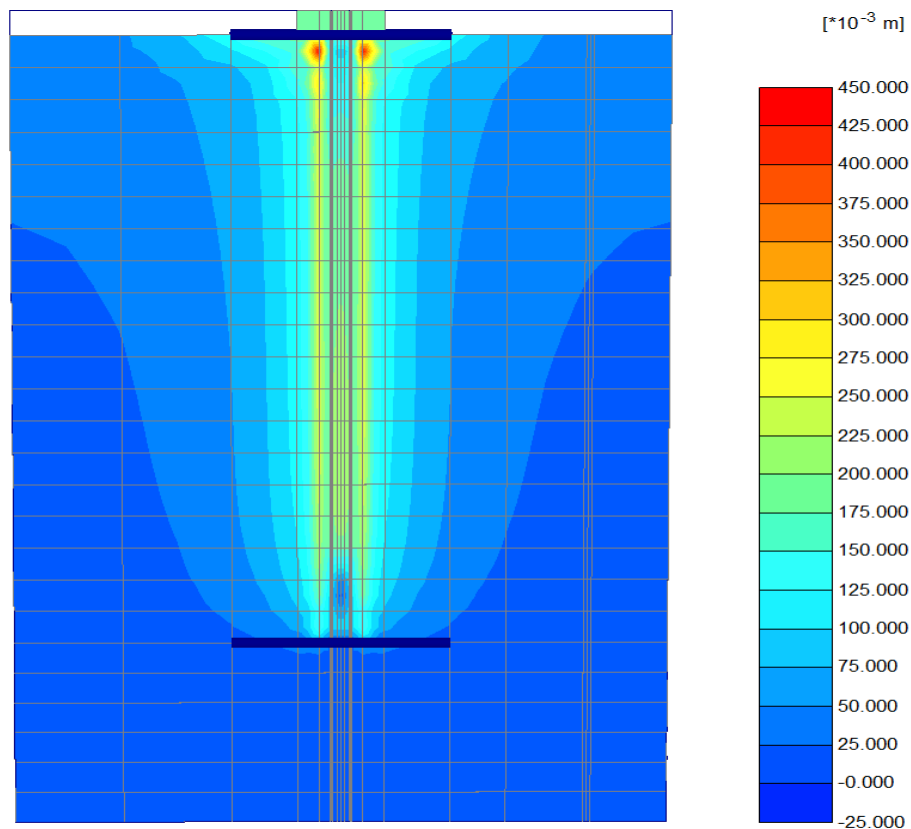


Рис 6.4. Деформована сітка лесового масиву при проникненні щепеню в зволожений ґрунт при заданні зволоженого ґрунту по другому методу

На рис. 6.5. представлено розподіл областей переміщень у поперечному перерізі тривимірної моделі, чисельні значення яких можна визначити за кольоровою шкалою справа. Товстою синьою лінією показані штучно задані рівні ґрунтових вод.

Порівнюючи результати теоретичних досліджень на основі класичного математичного апарату теорії вибуху для визначення глибини проникнення щепеню у зволожений лесовий ґрунт з результатами розрахунку зон деформацій масиву від проникнення щепеню в пакеті PLAXIS, ми бачимо збіг отриманих значень. Згідно з розрахунками на основі класичного математичного апарату теорії вибуху значення глибини проникнення щепеневих частинок лежить в діапазоні від 3 до 7,5 діаметрів зарядної свердловини, а при проектуванні в пакеті PLAXIS максимальне переміщення щепеневої зони становить від 7 до 9 діаметрів зарядної свердловини.

З метою збільшення радіусу проникнення щепеню у водонасичений ґрунт змодельюємо зону деформації масиву від проникнення щепеню в ґрунт, зволожений холодною водою і водою з температурою 60 °С. Характеристики ґрунту в стані зволоження водою температурою 20 °С та температурою 60 °С представлені в табл. 6.3.



Total Displacements [u]
Maximum Value = $785,53 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

Рис 6.5. Загальні переміщення в поперечному перерізі

Таблиця 6.3. Фізико-механічні характеристики ґрунту

<div>Linear Elastic</div> <div>Mohr-Coulomb</div> <div>Linear Elastic Walls and Floors</div>											
Number ▲	Name ▲	Type ▲	γ_{unsat} ▲ [kN/m ³]	γ_{sat} ▲ [kN/m ³]	k_x ▲ [m/day]	k_y ▲ [m/day]	k_z ▲ [m/day]	ν ▲ [10 ⁻³]	E_{ref} ▲ [10 ³ kN/m ²]	C_{ref} ▲ [kN/m ²]	ϕ ▲ [°]
2	less	Drained	15,500	18,600	0,100	0,300	0,100	310,000	9,600	86,000	24,000
3	less vodonas.	Drained	18,600	18,600	0,100	0,300	0,100	310,000	5,400	19,000	23,000
4	sheben	Drained	19,800	27,000	50,000	50,000	50,000	290,000	200,000	1,000	25,000
6	less vodonas. + t,C	Drained	17,900	17,900	0,220	0,580	0,220	290,000	3,800	15,000	19,000

Енергія вибуху змодельована як вертикально рівномірно розподілене навантаження, що дорівнює 50 МПа, прикладене по контуру свердловини, що діє на глибину 10 м, тобто на глибину проектованої свердловини. У торцеву частину свердловини навантаження не додається. Щебінь представлений в розрахунку як суцільний ґрунтовий кластер і не надає можливості моделювати прикладання навантаження до кожної окремої частинки щебеню в залежності від її розміру і віддаленості від заряду.

Епюри переміщень із зазначенням їх максимальних значень у випадках замочування водою різної температури показані на рис. 6.6 і 6.7.

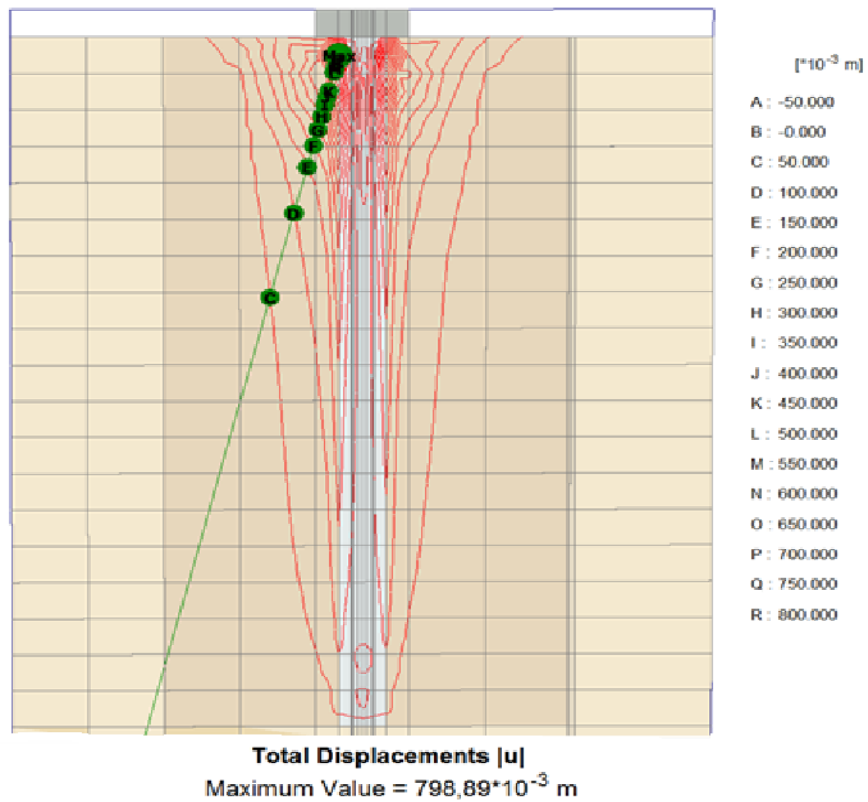


Рис. 6.6. Епюри переміщень при замочуванні водою температурою 20 °С

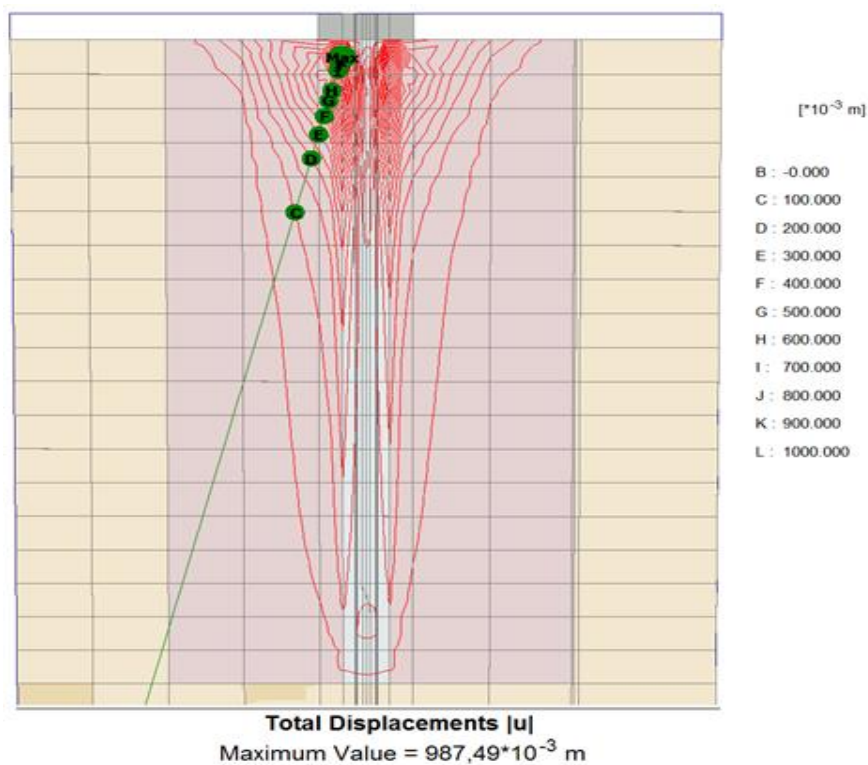


Рис. 6.7. Епюри переміщень при замочуванні водою температурою 60 °С

Значення переміщень щебеневої зони при різних температурах замочування зведені в таблиці 6.4.

Таблиця 6.4. Значення переміщень щебеневої зони

Номер точки	Водонасичений лес			Водонасичений лес водою з підвищеною температурою		
	Глибини розташування точки, м	Точка на розрізі	Переміщення мм	Глибини розташування точки, м	Точка на розрізі	Переміщення мм
1	0	E	150	0		280
2	14,6	F	200	27,68	E	300
3	36,5	G	250	69,2	F	400
4	58,4	H	300	110,72	G	500
5	87,6	I	350	138,4	H	600
6	109,5	J	400	179,92	I	700
7	131,4	K	450	221,44	J	800
8	160,6	L	500	249,12	K	900
9	182,5	M	550	304,48	K	900
10	204,4	N	600	359,84	J	800
11	233,6	O	650	470,56	I	700
12	262,8	P	700	650,48	I	700
13	292	P	700	747,36		750
14	335,8	O	650	830,4		750
15	386,9	N	600	913,44	I	700
16	452,6	M	550	996,48		650
17	511	L	500	1217,92	H	600
18	584	L	500	1384		580
19	715,4	M	550	1494,72	G	560
20	876	M	550	1591,6		540
21	963,6	L	500	1947		500
22	1065,8	K	450	2301		480
23	1445,4	J	400	2566,5	E	460
24	1576,8	I	350	3097,5		420
25	1832,6	H	300	4425		380
26	2665,6	G	250	6748,8		300
27	4081,7	F	200	8850		250

За результатами отриманих значень переміщень ґрунту побудовані порівнянні криві на рис. 6.8.

З рис. 6.8 випливає, що збільшення зони проникнення щебеню в масив зволоженого лесового ґрунту на 20% можна досягти за рахунок підвищення температури води під час замочування.

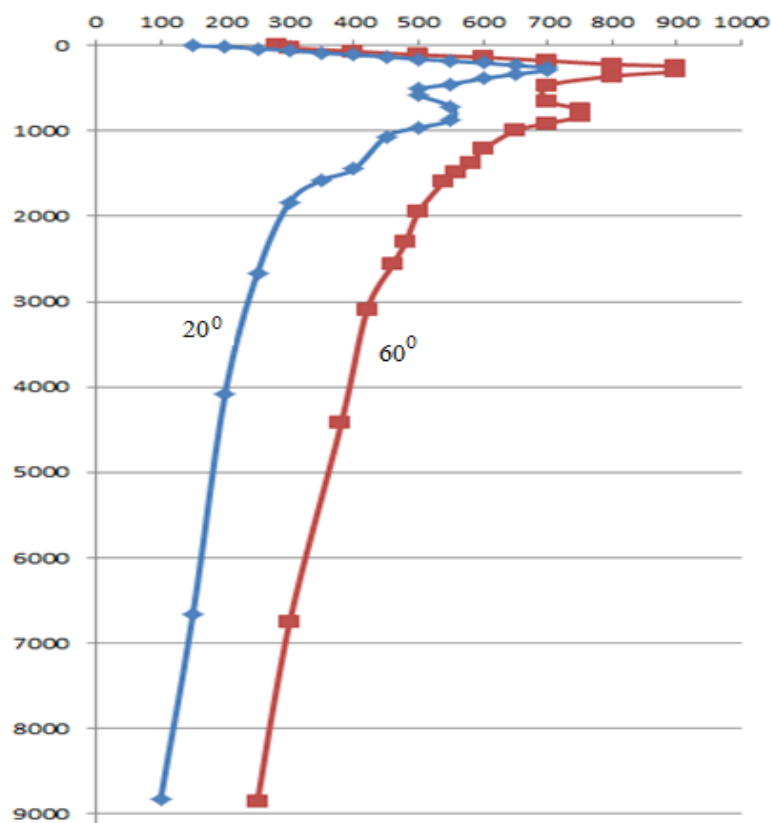


Рис. 6.8. Зміна радіуса проникнення щебеню в ґрунт при різній температурі води для зволоження

6.3. Імітаційне моделювання армуванням щебенем лесового ґрунтового масиву енергією вибуху

Розв'язання поставленої задачі проводилося за допомогою програмного забезпечення PLAXIS 2D DYNAMICS, що призначене для виконання точних і високоякісних геотехнічних розрахунків, які базуються на кінцево-елементному методі та дозволяють моделювати динамічні процеси в ґрунтах.

Постановка задачі про ущільнення ґрунту щебенем за допомогою вибуху циліндричного заряду ВР здійснювалась згідно наступної схеми. По осі свердловини розташовується циліндричний заряд, після чого свердловина заповнюється щебенем. При вибуху заряду продукти детонації (ПД) розширюються, переносючи частки щебеню, прискорюючи і прогріваючи їх до високої температури. Після того, як продукти вибуху досягають межі з ґрунтом, виникає відбійна ударна хвиля,

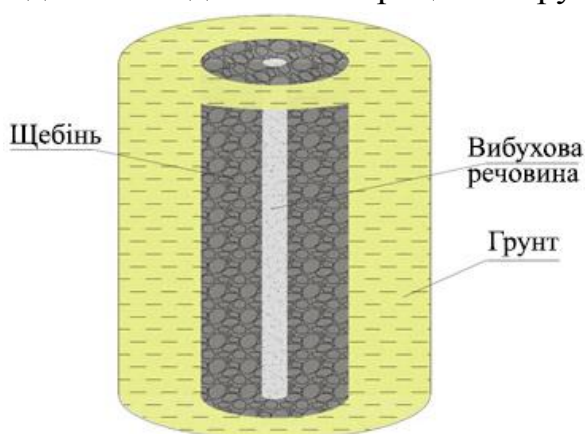


Рис. 6.9. Комбінована схема розташування циліндричного заряду

яка приводить до гальмування частинок щебеню (рис.6.9). Зверху свердловини встановлюється Інвентарна плита, яка запобігає вилітання щебеню.

Версія програми, що застосовується для імітаційного моделювання вибуху та ущільнення ґрунту – PLAXIS v.8.5 DYNAMICS, двовимірний(2D).

Фізико-механічні показники замоченого лесового ґрунту, щебеню та інвентарної плити наведені у табл. 1.

Таблиця 1. Фізико-механічні показники матеріалів.

№	Матеріал	Модель	γ_{unsat} , кН/м ³	γ_{sat} , кН/м ³	K_x	K_y	ν	E_{50}^{ref} , кН/м ²	E_{oed}^{ref} , кН/м ²	E_{ur}^{ref} , кН/м ²	C , кН/м ²	ϕ , °
1	Лесовий ґрунт	HS	15,5	18,6	0,1	0,3	0,31	5400	5400	30000	19	23
2	Щебінь фракції 20-40 мм	Кулона-Мора	19,8	27	50	50	0,29	2E+5	-	-	1	25
3	Плита	Linear Elastic	25	25	0	0	0,18	3E+10	-	-	-	-

Для вирішення поставленої задачі була використана модель твердіючого (ущільненого) ґрунту (Hardening Soil Model). Це гіперболічна модель пружно-пластичного типу, яка формується в рамках пластичності з твердінням при зсуві. Крім того, ця модель враховує також тверднення при стисненні, щоб змодельовати необоротне ущільнення ґрунту при першому навантаженні стисканням. Це модель другого порядку, яка дозволяє моделювати поведінку пісків, гравійно-піщаних сумішей, а також більш м'яких ґрунтів, наприклад, глин і суглинків.

Hardening Soil Model (HS) є поліпшеною моделлю для дослідження поведінки ґрунту. Як і для моделі Кулона-Мора, граничний стан тиску описаний за допомогою кута внутрішнього тертя ϕ , зчеплення c і кута дилатансії ψ . Однак в моделі жорсткість ґрунту описано більш точно, з використанням трьох різних складових жорсткості: жорсткості трьохосового навантаження E_{50} , жорсткості трьохосового розвантаження E_{ur} , жорсткості навантаження при одометричному випробуванні E_{oed} . Як середні значення для різних типів ґрунтів ми маємо $E_{ur} \approx 3E_{50}$ і $E_{oed} \approx E_{50}$, але обидва типи ґрунтів, дуже м'які (пластичні) і дуже жорсткі, мають тенденцію використовувати інше відношення E_{oed} / E_{50} .

Для уточнення показників жорсткості замоченого лесового ґрунту E_{ur} , E_{50} і E_{oed} проведено експериментальні дослідження. Порівнювалось осідання штампів в моделі Кулона-Мора та моделі HS. Визначено, що $E_{oed} \approx E_{50} = 5400$ кН/м² та $E_{ur}^{ref} = 30000$ кН/м².

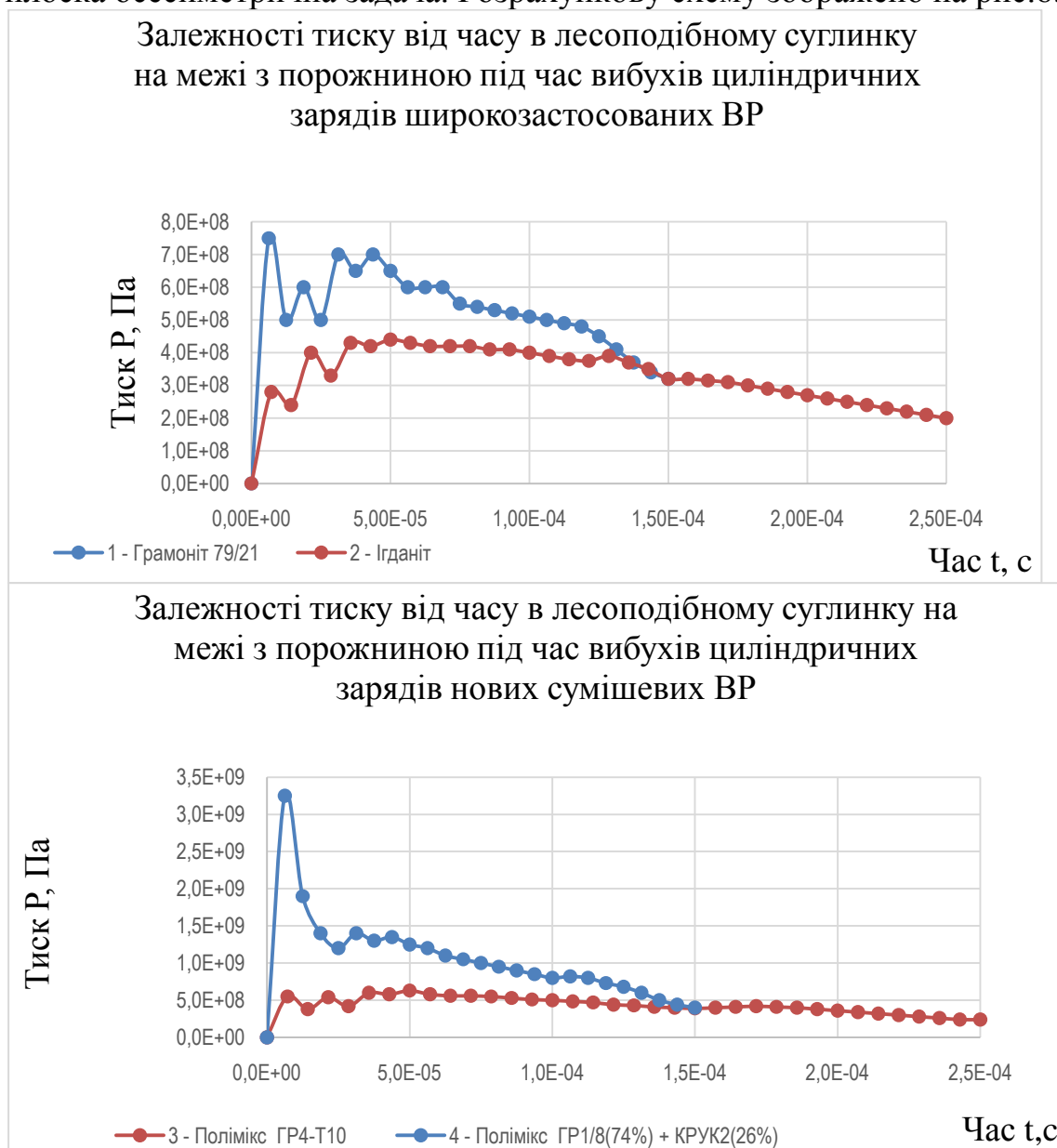
Необхідно дослідити дію вибуху на дану модель широко застосованої еталонної ВР середньої потужності - грамоніту 79/21(1), відомої еталонної сумішевої ВР середньої потужності - ігданіту(2) та двох нових промислових

сумішевих ВР місцевого приготування: Полімікс ГР4-Т10(3) та Полімікс ГР1/8(74%) + КРУК2(26%)(4).

Дані вибухові речовини вибрані з таких міркувань. Грамоніт 79/21 та ігданіт є поширеними ВР середньої потужності і будуть слугувати еталонами для нових вибухових речовин. Грамоніт 79/21 є тротилівмісною ВР і в перспективі вона повинна бути замінена іншими ВР. Застосування ігданіту, через нестабільність з часом його складу, не гарантує стовідсотковості спрацювання заряду, через це він не завжди придатний для підривних робіт.

Вихідні дані для моделювання вибухів преставлених вище ВР взято з [103]. Залежності тиску від часу в лесоподібному суглинку на межі з порожниною під час вибухів циліндричних зарядів широкозастосованих ВР (1,2) та нових сумішевих ВР (3,4) представлено на діаграмах 1-2.

Оскільки досліджується вибух в одній свердловині, використовується плоска осесиметрична задача. Розрахункову схему зображено на рис.6.10.



Діаграми 1-2. Дані для задання ударної хвилі чотирьох типів ВР.

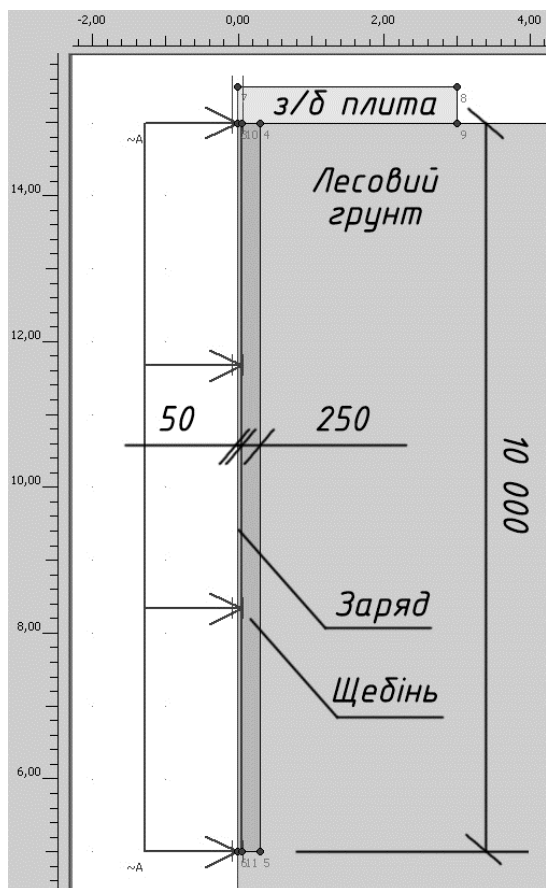


Рис. 6.10. Розрахункова схема імітаційного моделювання.

Діаметр заряду становить 100мм, діаметр свердловини, що заповнена щебенем фракції 20-40 мм, складає 600мм. Глибина свердловини 10 м.

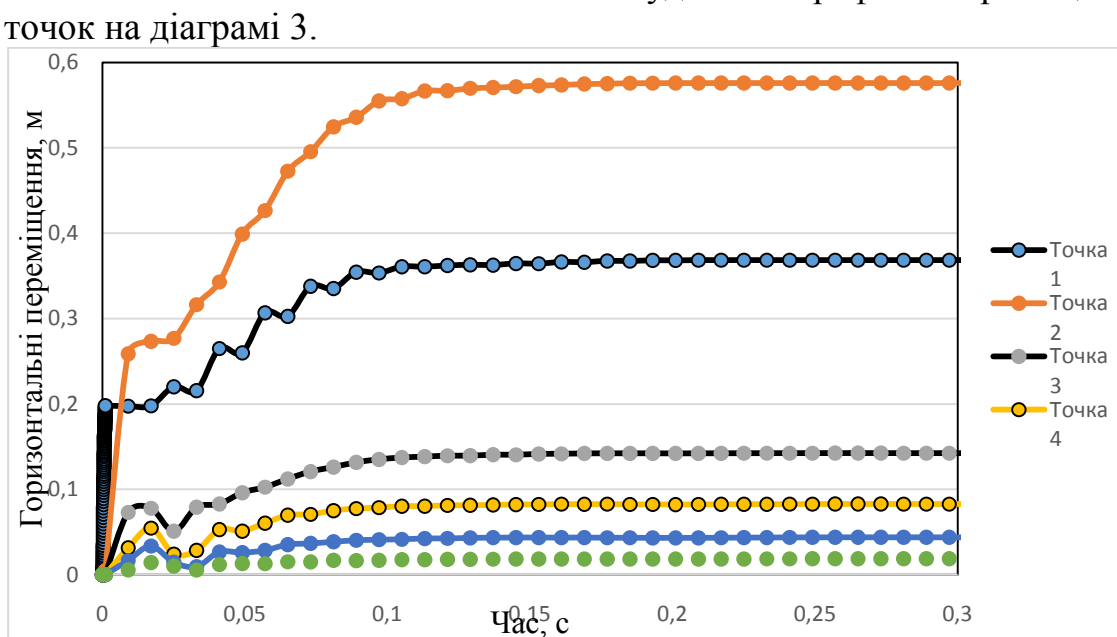
Динамічне навантаження $\sim A-\sim A$ прикладається до грані контакту між зарядною свердловиною та щебенем. Це є першою активною фазою навантаження, яка триває 0,01с. Друга динамічна фаза – це розрахунок переміщень від заданого навантаження у першій фазі, де спостерігаються максимальні переміщення та затухання деформацій в часі.

За допомогою програмного забезпечення Plaxis можна дослідити переміщення в різних точках моделі. Для розрахунків обрано ряд відстаней від осі заряду на рівні -5м:

1 – 0,05м - контакт між зарядною свердловиною та щебенем;

2 – 0,3м – контакт між щебенем та ґрунтом; 3 – 1м; 4 – 2м; 5 – 3м; 6 – 5м.

Після проведення моделювання на прикладі розрахунку для ігданіту побудовано графіки переміщень для 6 точок на діаграмі 3.



Діаграма 3. Залежності переміщень від часу в точках на різній відстані від осі для імітаційного моделювання вибуху заряду ігданіту.

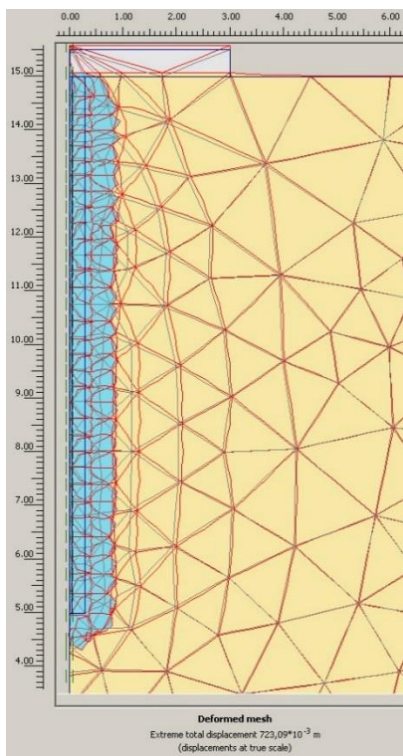


Рис. 6.11. Деформаційна сітка після імітаційного моделювання вибуху.

переміщення перевищують 80 мм (рис. 6.12.а-г, табл.6.2).

Таблиця 6.2. Зведені дані по величині армованих щебенем зон та зон ущільненого ґрунту для широко застосовуваних ВР середньої потужності і нових промислових сумішевих ВР.

Тип ВР	Грамоніт 79/21	Ігданіт	Полімікс ГР4-Т10	Полімікс ГР1/8(74%) + КРУК2(26%)
№	1	2	3	4
Діаметр зон, армованих щебенем, м	2,15	1,9	2,23	3,2
Діаметр зон ущільненого ґрунту, м	5-8	4-6	5-8	6-10
Відношення глибини проникнення щебеню до Ø зарядної свердловини	3-8	3-7	4-8	7-13

З графіків можна зробити висновок, що максимальні переміщення мають частки щебеню, які знаходяться на межі контакту свердловини з ґрунтом. Менші, але досить значні переміщення мають частки щебеню, що контактували із ВР. По мірі віддалення точок від осі симетрії в лесовому ґрунті переміщення затухають.

Максимальна величина переміщень для ігданіту склала 723 мм (рис.6.11). Максимальна величина горизонтальних переміщень склала 649 мм, тобто діаметр укріпленої щебенем зони складає близько 1,9м.

Результати для інших ВР зведено у табл.2.

На рис. 6.12.а-г зображено епюри переміщень при моделюванні дії зарядів чотирьох досліджуваних ВР.

Важливою частиною досліджень, крім визначення параметрів укріпленої щебенем зони, є встановлення розмірів зон ущільненого ґрунту, що утворились навколо в результаті динамічної дії вибуху. Такою будемо вважати зону, в якій

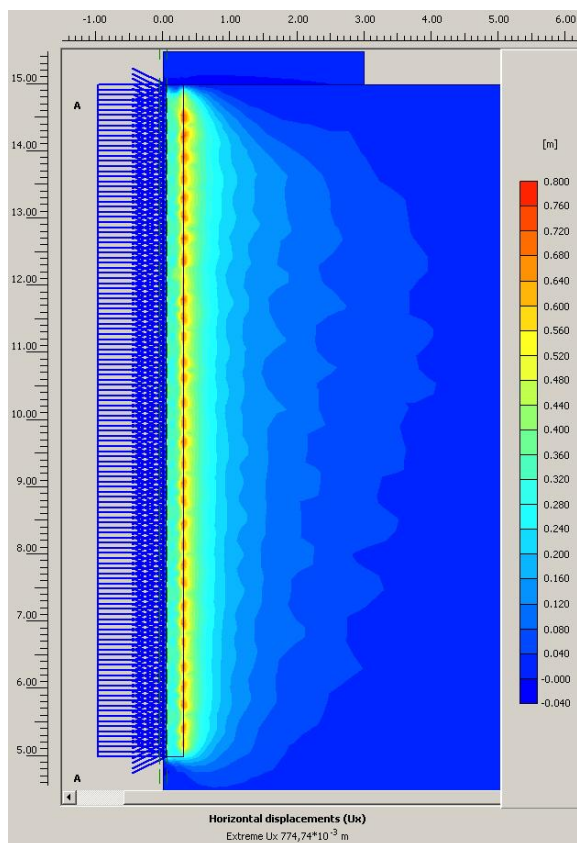


Рис. 6.12.а. Епюри переміщень при моделюванні дії грамоніту 79/21.

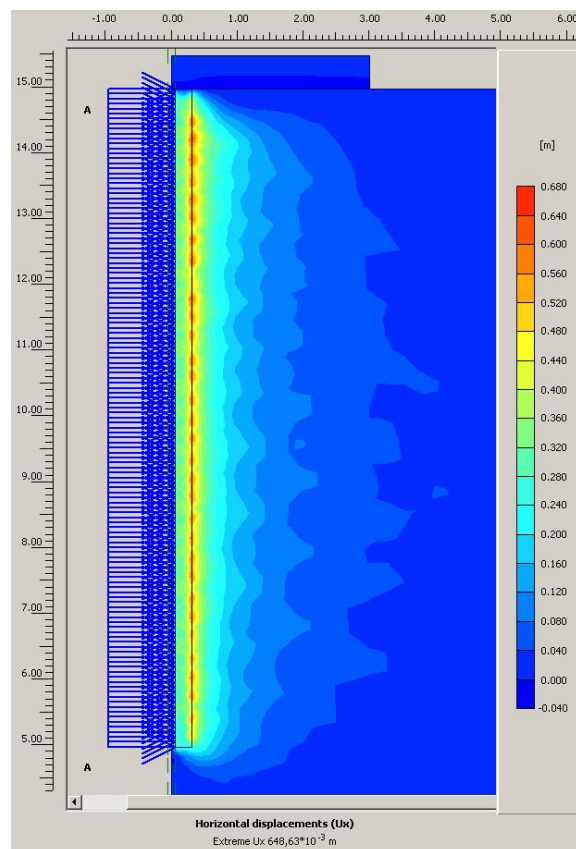


Рис. 6.12.б. Епюри переміщень при моделюванні дії ігданіту.

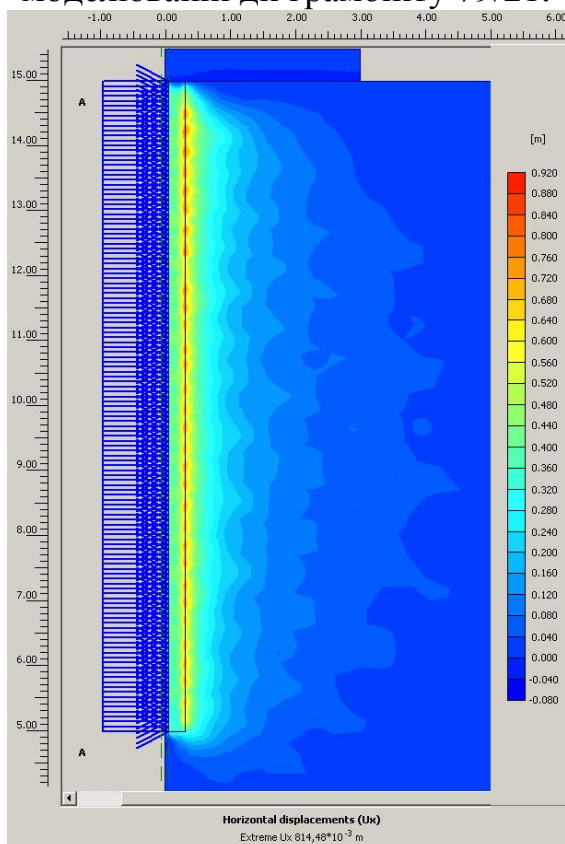


Рис. 6.12.в. Епюри переміщень при моделюванні дії Полімікс ГР4-Т10.

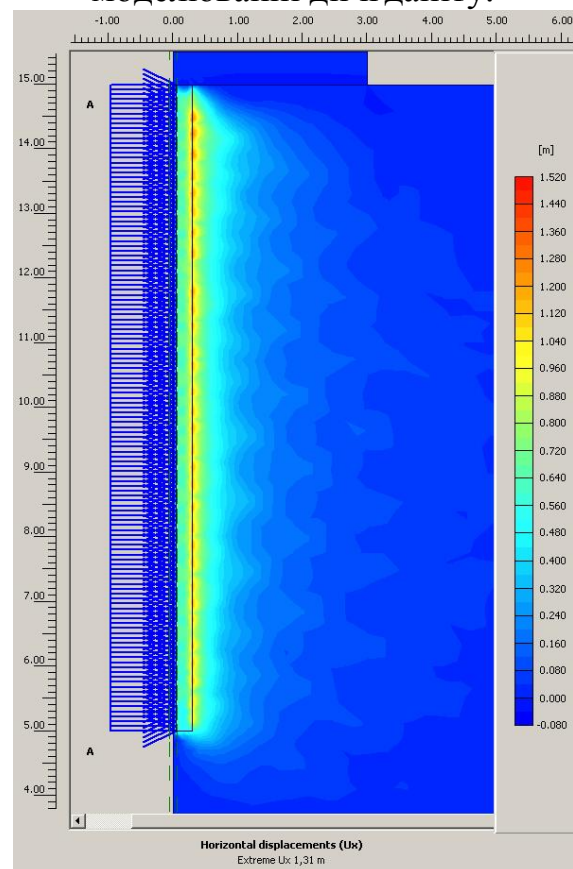


Рис. 6.12.г. Епюри переміщень при моделюванні дії Полімікс ГР1/8(74%) + КРУК2(26%)

В результаті імітаційного моделювання підвищення несучої здатності лесового ґрунтового масиву енергією вибуху циліндричного заряду ВР в свердловин, заповненій щебенем, в лесовому масиві, що проводилося за допомогою програмного комплексу Plaxis, можна зробити такі висновки:

- максимальні переміщення мають частки щебеню, що знаходяться на межі контакту свердловини з ґрунтом. Менші, але досить значні переміщення мають частки щебеню, що контактували із ВР. По мірі віддалення моніторингових точок від осі симетрії в лесовому ґрунті переміщення згасають;

- порівнюючи результати теоретичних досліджень на основі класичного математичного апарату теорії вибуху для визначення глибини проникнення щебеню у зволожений лесовий ґрунт [94] з результатами даного розрахунку у комплексі Plaxis, спостерігаємо збіг отриманих значень. Згідно з розрахунками на основі класичного математичного апарату теорії вибуху значення глибини проникнення щебених частинок лежить в діапазоні від 3 до 7,5 діаметрів зарядної свердловини, а максимальне переміщення щебеневої зони становить для еталонного грамоніту 79/21 від 3 до 8 діаметрів зарядної свердловини.

- найбільш ефективною ВР для даних робіт є Полімікс ГР1/8(74%) + КРУК2(26%). Максимальна величина горизонтальних переміщень на межі контакту свердловини з ґрунтом склала 1310 мм. Для Полімікс ГР4-Т10 це значення дорівнює 815 мм, для класичних сумішевих ВР – 775 мм та 650 мм для грамоніту 79/21 та ігданіту відповідно.

- дана технологія закріплення лесових ґрунтів та підвищення їх несучої здатності є дуже перспективною, оскільки може принести значну економію в порівнянні з іншими механічними, хімічними чи фізичними способами укріплення ґрунтів, а також вона відзначається швидкістю та простотою виконання робіт і відсутністю складного обладнання.

Напрямок подальших досліджень полягає в проведенні натурних випробувань та оцінці ступеня підвищення несучої здатності лесових ґрунтів.

6.4. Несучі характеристики армованого жорстким заповнювачем ґрунту

Для оцінювання зміни несучої здатності ґрунтів за допомогою програмного забезпечення PLAXIS було розглянуто дві розрахункові моделі ґрунтових основ і перевірено поведінку ґрунтової основи під дією навантаження від споруди. Розміри споруди, поверховість, глибина закладення фундаментної плити, а також матеріал і конструкція елементів прийняті за аналогією з існуючою спорудою.

Розмір будинку – 17×29 м. Поверховість – 5 житлових і один підвальний поверхів. Фундаментна плита товщиною 0,75 м, відмітка – 3 м від поверхні ґрунту. Зовнішні стіни товщиною 0,5 м. Внутрішні стіни та міжповерхове перекриття товщиною 0,25 м. Матеріал для всіх елементів – залізобетон.

Елементи будівлі, задані за допомогою функцій "wall" і "floor", представлені в табл. 6.6. Програма дозволяє задати їх товщини, об'ємну вагу і модулі пружності, внаслідок чого елементи будівлі мають свою вагу і тим самим впливають на ґрунтову основу.

Таблиця 6.6. Вихідні дані для споруди

Linear Elastic Mohr-Coulomb Linear Elastic Walls and Floors									
Number	Name	d [10 ⁻³ m]	γ [kN/m ³]	E ₁ [10 ⁶ kN/m ²]	E ₂ [10 ⁶ kN/m ²]	G ₁₂ [10 ⁶ kN/m ²]	G ₁₃ [10 ⁶ kN/m ²]	G ₂₃ [10 ⁶ kN/m ²]	ν ₁₂ [10 ⁻³]
1	Narugn. steny	500,000	25,000	30,000	30,000	12,710	12,710	12,710	180,000
2	Vnutr. steny	250,000	25,000	30,000	30,000	12,710	12,710	12,710	180,000
3	Fund. plita	750,000	25,000	30,000	30,000	12,710	12,710	12,710	180,000
4	Perekritia	250,000	25,000	30,000	30,000	12,710	12,710	12,710	180,000

Всі додаткові тимчасові і постійні навантаження, що враховуються при розрахунку осідання будівлі, задані як розподілене навантаження на рівні фундаментної плити; за розрахунком вони становлять 17,05 кН/м². Для порівняння розрахунків осадки будинку були розглянуті дві моделі.

У першій моделі основа під будинком представлена ґрунтом зі зниженими характеристиками (табл. 6.7), які відповідають лесу, що замочується водою.

У другій моделі основа під тією ж спорудою представлена армованим ґрунтом із зонами, що утворилися після введення щебеню в ґрунт за допомогою вибуху.

Таблиця 6.7. Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Linear Elastic Mohr-Coulomb Linear Elastic Walls and Floors											
Number	Name	Type	γ _{unsat} [kN/m ³]	γ _{sat} [kN/m ³]	k _x [m/day]	k _y [m/day]	k _z [m/day]	ν [10 ⁻³]	E _{ref} [10 ³ kN/m ²]	C _{ref} [kN/m ²]	φ [°]
2	less	Drained	15,500	18,600	0,100	0,300	0,100	310,000	9,600	86,000	24,000
3	less vodonas.	Drained	18,600	18,600	0,100	0,300	0,100	310,000	5,400	19,000	23,000
4	sheben	Drained	19,800	27,000	50,000	50,000	50,000	290,000	200,000	1,000	25,000
6	sheben-less	Drained	18,900	18,900	0,026	0,026	0,026	290,000	32,000	65,000	34,000

Також враховано зони ущільненого ґрунту, що утворилися в результаті динамічного ущільнення ґрунту енергією вибуху. Таким чином, в основі будівлі розташовані з кроком 6×6 м зони армованого щебенем ґрунту діаметром 2,0 м (кластери в моделі задані сірим кольором), а також зони ґрунту з поліпшеними характеристиками після впливу на них вибухової хвилі, діаметром 3 м. Глибина заданих зон – 10 м. В результаті вибухового армування утворюється ущільнений масив з зонами ґрунтощебеню з підвищеними несучими характеристиками (рис. 6.14).

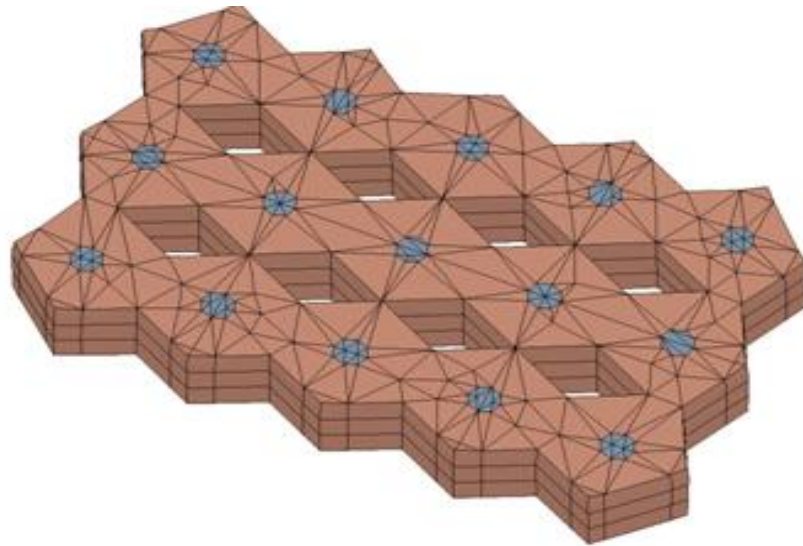


Рис. 6.14. Деформована сітка, отримана за рахунок вибухового армування в основі споруди для другої моделі

На рис. 6.15 представлені загальні переміщення першої моделі у тривимірному вигляді, які наочно показують зміни ґрунтової основи під дією навантаження від будівлі. Переміщення показані кольоровими полями, найяскравіший колір відповідає максимальним переміщенням у розрахунковій моделі. Чисельні значення переміщень дані в кольоровій шкалі справа.

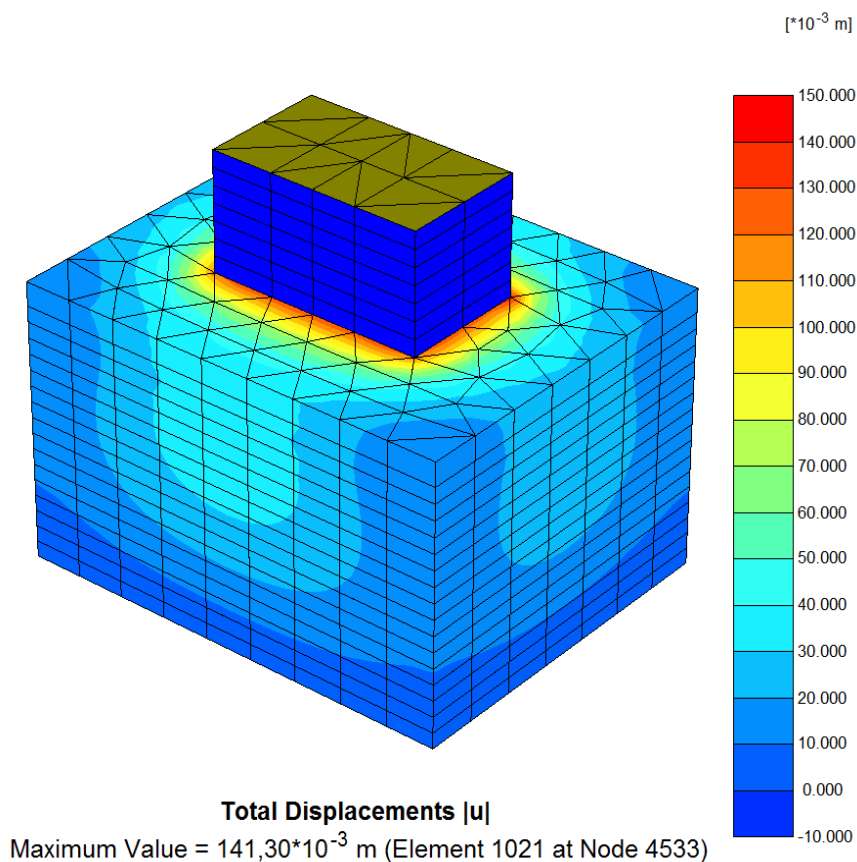


Рис. 6.15. Загальні переміщення для першої моделі

Значення максимального загального переміщення для першої моделі без утворення армованої зони становить понад 14 сантиметрів, що відповідає неприпустимим деформаціям в основах споруди.

На рис. 6.16 представлені загальні переміщення другої моделі у тривимірному вигляді, і показані зміни армованої основи під дією навантаження від будівлі. Переміщення показані кольоровими полями, чисельні значення яких дані в кольоровій шкалі.

Значення максимального загального переміщення для другої моделі з утворення армованої зони складає 5,3 сантиметри, що відповідає допустимим деформаціям, і основа під спорудою вважається умовно непродібною.

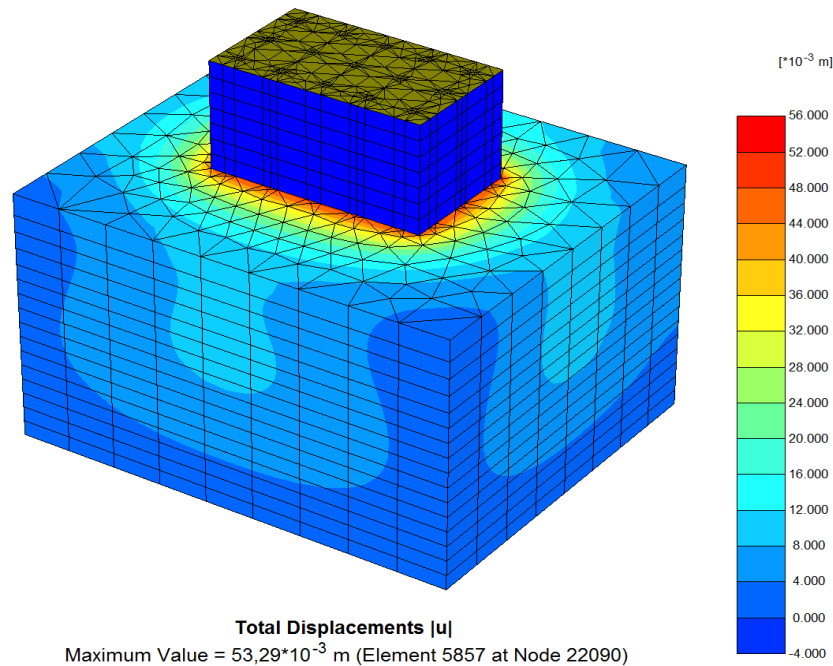


Рис. 6.16. Загальні переміщення для другої моделі

На рис. 6.17 проведено порівняння результатів розрахунків для загальних вертикальних деформацій основи під спорудою, яка представлена зволоженим ґрунтом з рівномірно розподіленим навантаженням від споруди на рівні її основи та основи, де виконано її зміцнення шляхом вибухового армування щебенем з утворенням масиву з зонами ґрунтощебеню, а також задано рівномірно розподілене навантаження від споруди на рівні її основи.

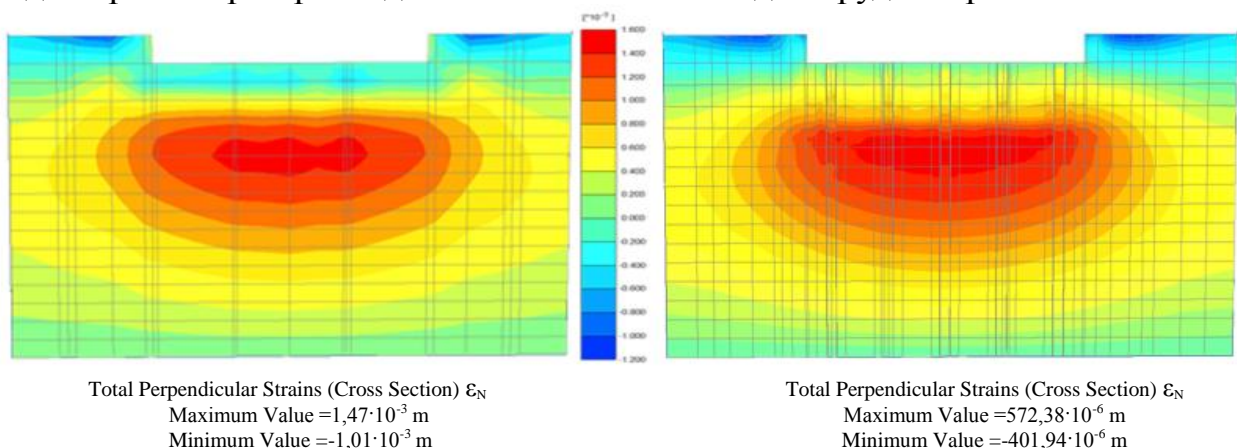


Рис. 6.17. Загальні вертикальні деформації (в поперечному перерізі)

На рис. 6.18 проведено порівняння результатів розрахунків для загальних дотичних деформацій основи під спорудою, яка представлена зволоженим ґрунтом з рівномірно розподіленим навантаженням від споруди на рівні її основи і основи, де виконано її зміцнення шляхом вибухового армування щебенем з утворенням масиву з зонами ґрунтощебеню, а також задано рівномірно-розподілене навантаження від споруди на рівні її основи.

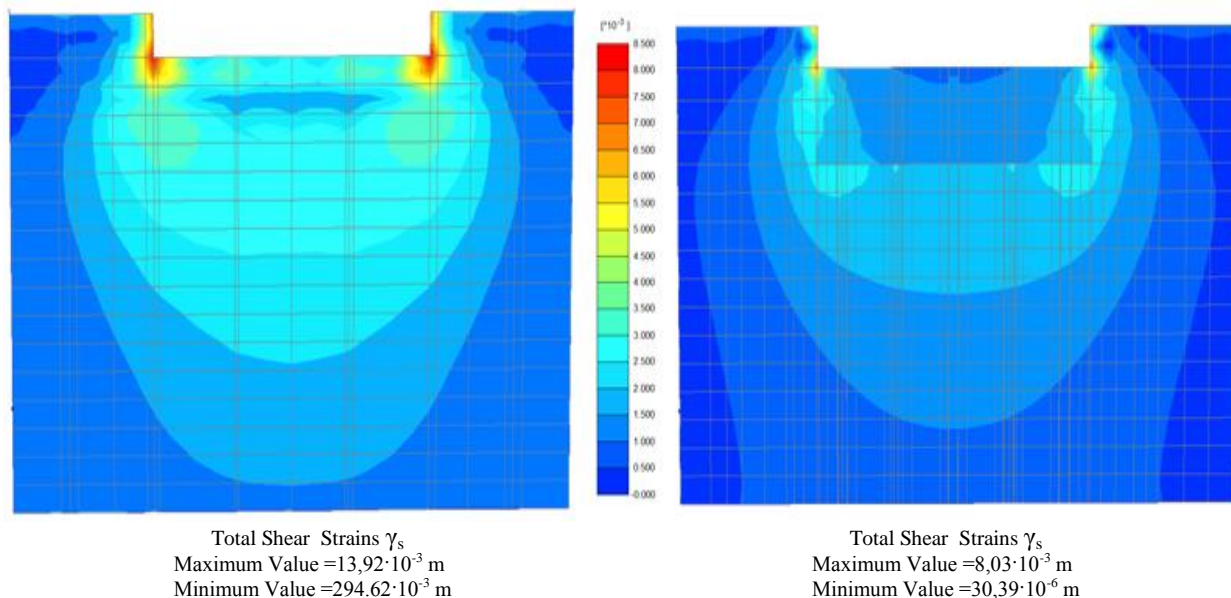


Рис. 6.18. Загальні дотичні деформації

В першій моделі за рахунок нерівномірного розподілу тиску по підшві твердого фундаменту напруження під його краями будуть перевищувати структурну міцність ґрунту, і у цих зонах будуть розвиватися пластичні деформації і деформації ущільнення. Природно, в зонах, де напруження перевищують структурну міцність ґрунту, відбувається концентрація напружень і будуть розвиватися пластичні деформації (деформації зсуву).

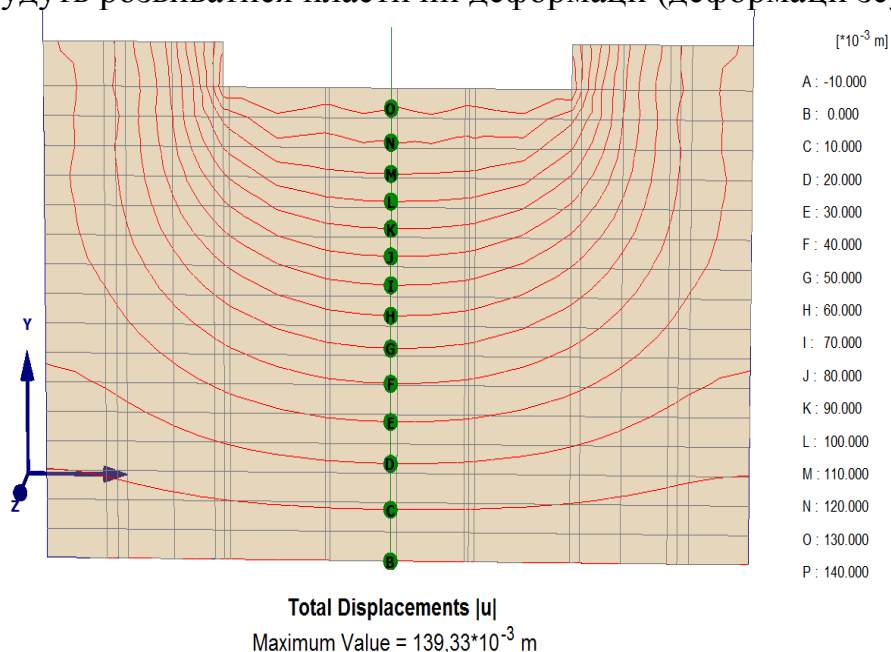


Рис. 6.19. Загальні переміщення для першої моделі

На рис. 6.19 та 6.20 показано переміщення в поперечному перерізі двох розрахункових моделей. Переріз проведений по центру паралельно до більшої довжини сторони моделі. Чисельні значення полів переміщень дані на шкалі праворуч.

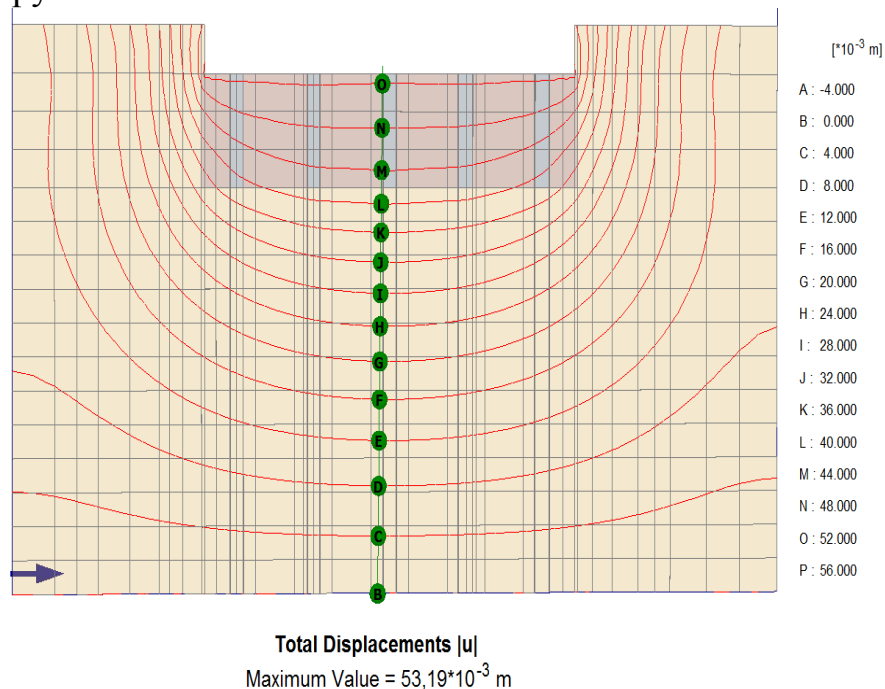


Рис. 6.20. Загальні переміщення для другої моделі

Таблиця 6.8. Переміщення ґрунту по глибині під спорудою

№	Основа будинку - лес у замоченому стані		Основа будинку – лес з зонами, армованими щебенем	
	Відмітка межі зони переміщення, м	Переміщення, мм	Відмітка межі зони переміщення, м	Переміщення, мм
1	-3	140	-3	53,2
2	-4,824	130	-3,72	52
3	-7,35	120	-6,276	48
4	-9,245	110	-8,46	44
5	-11,139	100	-10,644	40
6	-12,823	90	-12,1	36
7	-14,716	80	-13,92	32
8	-16,608	70	-15,74	28
9	-18,713	60	-17,56	24
10	-20,606	50	-19,744	20
11	-23,132	40	-21,564	16
12	-25,658	30	-24,112	12
13	-28,605	20	-26,66	8
14	-31,552	10	-29,572	4
15	-35	0	-32,5	0

Результати отриманих значень переміщень ґрунту в основі споруди по глибині представлені графічно на рис. 6.21.

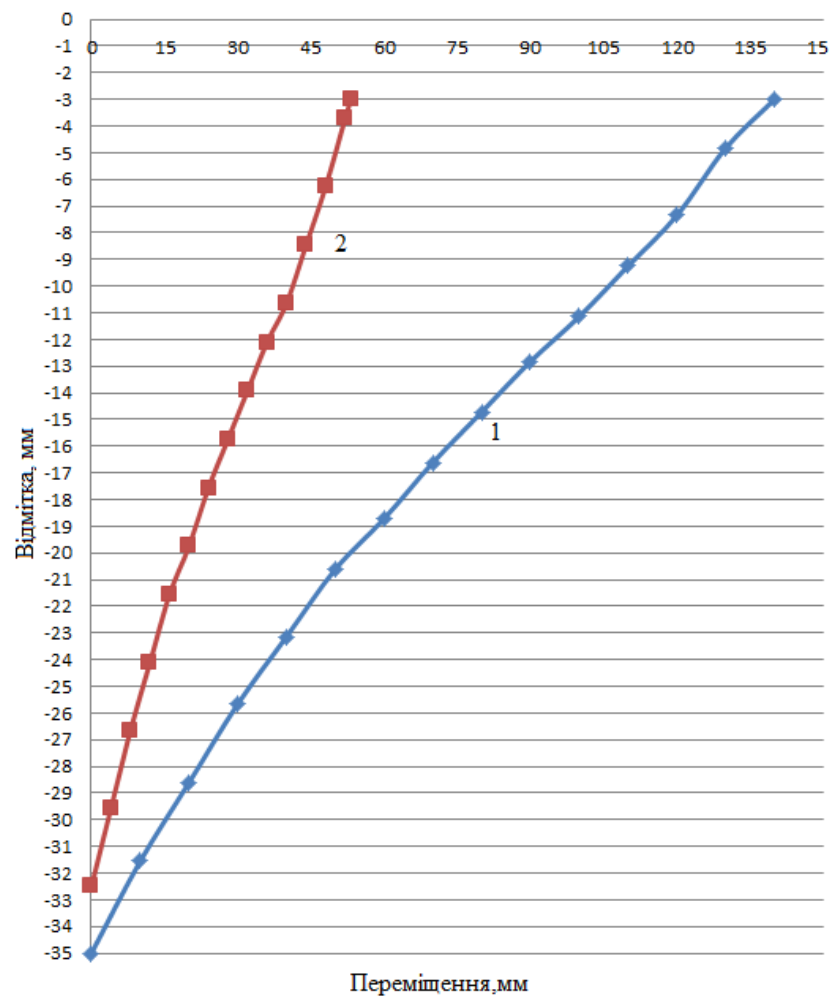


Рис. 6.21. Залежність переміщення ґрунту від глибини: крива 1 – до армування ґрунтової основи; крива 2 – після армування ґрунтової основи

Деформація основи, яку ми отримали в результаті армування із урахуванням сумісної роботи ґрунтів і будівлі, менша від граничного значення сумісної деформації основи і будівлі, встановленої за нормами.

6.5. Особливості виконання робіт з закріплення потенційно просадного ґрунту в основі будівельної споруди динамічним армуванням

Вихідними даними для проектування технологічних елементів способу, що базується на підготовці потенційно просадного масиву до використання як основи фундаменту споруди, є фізико-механічні, структурні та фільтраційні властивості ґрунту.

Виконання робіт з геотехнічної підготовки ґрунтової основи із застосуванням енергії вибуху в першу чергу потребує врахування ситуаційних моментів, пов'язаних з припустимістю виконання вибухових робіт, а саме з рівнем їх сейсмічної безпеки. В разі забудови нових територій

цей фактор не відіграє першорядної ролі через відсутність захищуваних об'єктів. В цьому разі послідовність технологічних заходів така:

- підготовка будівельного майданчика;
- вибурювання мережі свердловин із заданими параметрами (глибиною, діаметром, відстанню між свердловинами);
- послідовне спорядження свердловин водоподавальним устаткуванням з пластикових перфорованих труб, внутрішній діаметр яких має відповідати діаметру патрона ВР;
- заповнення затрубного простору свердловин щебенем;
- встановлення нагнітальної апаратури та примусове замочування масиву водою (звичайною або нагрітою);
- заряджання в перфоровані труби водостійкої патронованої ВР або ВР в поліетиленових рукавах;
- розміщення забивки у верхній частині кожної свердловини або, за відсутності забивки, привантаження поверхні в межах дії заряду (залізобетонною плитою чи ємністю з матеріалом для подальшого заповнення вибухової порожнини);
- почергове підривання зарядів з одночасним (з надпорожнинної ємності) або послідовним заповненням кожної утвореної вибухом порожнини щебенем;
- планувальні роботи та влаштування фундаменту.

Схематично послідовність виконання основних технологічних елементів представлено на рис. 6.22–6.23.

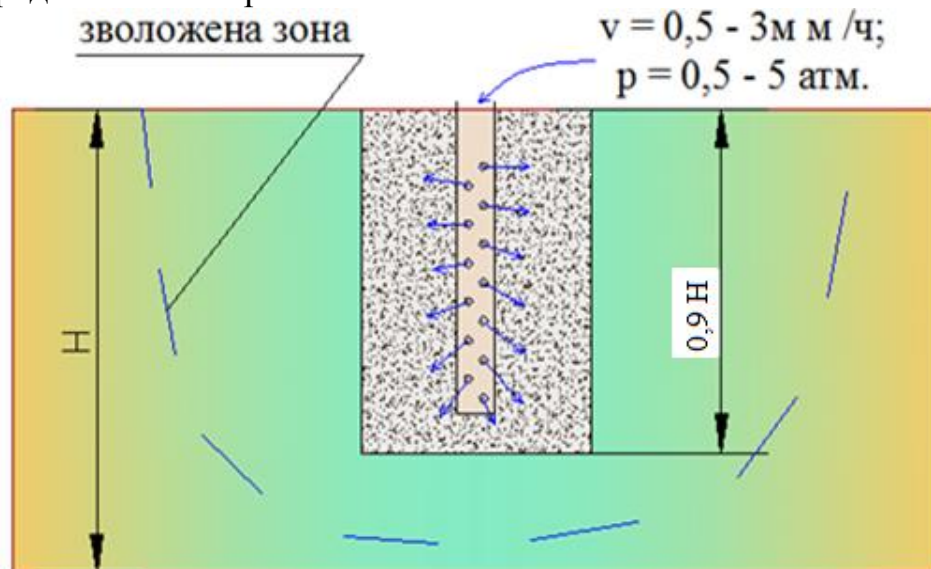


Рис. 6.22. Місцеве замочування просадного масиву

Техніка замочування подібна до запропонованої у відомому способі гідровибуху, вперше запропонованого проф. М. Литвиновим. Дані досліджень, викладені в 3 розділі роботи, свідчать про перевагу цього методу перед замочуванням з поверхні при потребі контрольованого і швидкого поширення фронту замочування в масиві, оскільки вертикальне циліндричне джерело, розосереджене в масиві паралельно довшій осі

фільтраційної анізотропії лесового масиву (свердловина), забезпечує примусову одночасну подачу води на всю глибину в радіальному напрямку, тобто по коротшій осі фільтраційної анізотропії, або в напрямку меншої проникності масиву. Фронт замочування по вертикалі при цьому формується більшою мірою за рахунок суттєвої переваги вертикальної фільтрації над горизонтальною (до 10 разів і більше).

Завдяки цій перевазі забезпечується можливість корекції параметрів розташування заряду і, відповідно, параметрів свердловин в сторону їх зменшення в осьовому напрямку до 0,9 проектної глибини оброблюваного масиву, тобто при глибині обробки в 10 м достатньо вибурити свердловину на 9,0 м. Враховуючи торцевий ефект від дії нижньої частини подовженого заряду, дно вибухової порожнини не досягне 10-метрової відмітки, однак буде оточене зоною ґрунтощепенню і додатково – максимально ущільненою зоною, що працюватиме на підвищення несучої здатності ґрунтової основи.

У пропонованому способі контролюється мінімальний час замочування таким чином, щоб радіус фронту оптимальної вологості, що становить 0,8 від повного водонасичення ґрунту, досяг від осі нагнітальної труби межі зони об'ємних деформацій, яка визначається лінійною масою заряду і параметрами системи ґрунтощепеневих армуючих «паль». Режим подачі нагрітої води передбачає її фільтрацію зі швидкістю в межах 0,5–3 м/год при тиску 0,05–0,5 МПа.

Ефективність механіки проникнення армуючих щепеневих частинок у лесовий ґрунтовий масив і відповідне розширення зони проникнення щепенню в масив досягається за рахунок підвищення температури води під час замочування. Дослідженнями встановлено, що при зростанні температури води для замочування до 60 °С радіус зони армування щепенню зростає на величину понад 200 мм порівняно із замочуванням звичайною водою при температурі 20 °С.

При вибуховому способі армування масиву попереднє нагрівання води для замочування не є обов'язковим, оскільки тепловий ефект вибуху з попереднім замочуванням, тобто в присутності води навколо заряду, настільки значний (температура вибухових газів перевищує 3000 °С), що цей компонент водно-щепеневого середовища перетворюється в перегріту пару, а в подальшому, з виходом ударної хвилі вибуху в масив нагрівається ґрунт і ґрунтова волога. Таке рішення тим більш важливе, що безпосереднє заряджання в гарячу воду неприпустиме через вимоги безпеки і потребує певного часу на остигання замоченого масиву.

Технологічні розрахунки параметрів вибухових робіт. На наступному етапі – розміщенні лінійного заряду в перфорованій трубі – визначаються послідовно діаметри вибухової порожнини і зони проникнення щепенню або зони ґрунтощепенню, зони ущільнення, що дозволяє вибрати параметри сітки свердловин, а саме відстань між ними. Залежність між радіусом окремого заряду та параметрами сітки зарядів можна приймати в обох напрямках – або від прийнятого радіуса зарядів до відстані між ними,

або навпаки – від параметрів сітки до заряду. Однак, враховуючи обмеженість у виборі величини заряду, пов'язану з сейсмічним ефектом вибуху, а також з технологічними особливостями виконання таких робіт, в тому числі і з витратою ВР та заповнювача, наші розрахунки починаються з вибору лінійної маси заряду, яка, виходячи з потреби в технологічності виконання таких робіт, має складати 1,0 кг/м.

Цей параметр забезпечується патронними ВР типу амонітів 6ЖВ або ПЖВ20. Патрони ВР закріплюються або щільно на детонувальному шнурі, продубльованому звичайним шнуром для надійності кріплення патронів та їх умовно миттєвої детонації, або з проміжками (рис. 6.26). Вибраний тип ВР гарантує стабільну детонацію в 50-міліметровій трубі завдяки малому критичному діаметрові (до 10 мм), а застосування нейтральних проміжків сумарною довжиною до 30% довжини заряду не призведе до помітних втрат механічного ефекту вибуху, що доведено практикою вибухових робіт із застосуванням подовжених зарядів.

Враховуючи технологічну обводненість зарядної порожнини, доцільно гірлянді патронів ВР розмістити в поліетиленових рукавах, особливості застосування та переваги яких розглянуто в працях В. С. Прокопенко [104]. Головним призначенням рукавів є надійна водоізоляція вибухової речовини. Однак слід звернути увагу на неможливість застосування ПЕ рукавів в умовах замочування гарячою водою через втрату матеріалом рукава міцності, отже, слід або очікувати її остигання до нормальної температури, або будувати технологію з розрахунком на тепловий ефект вибуху.

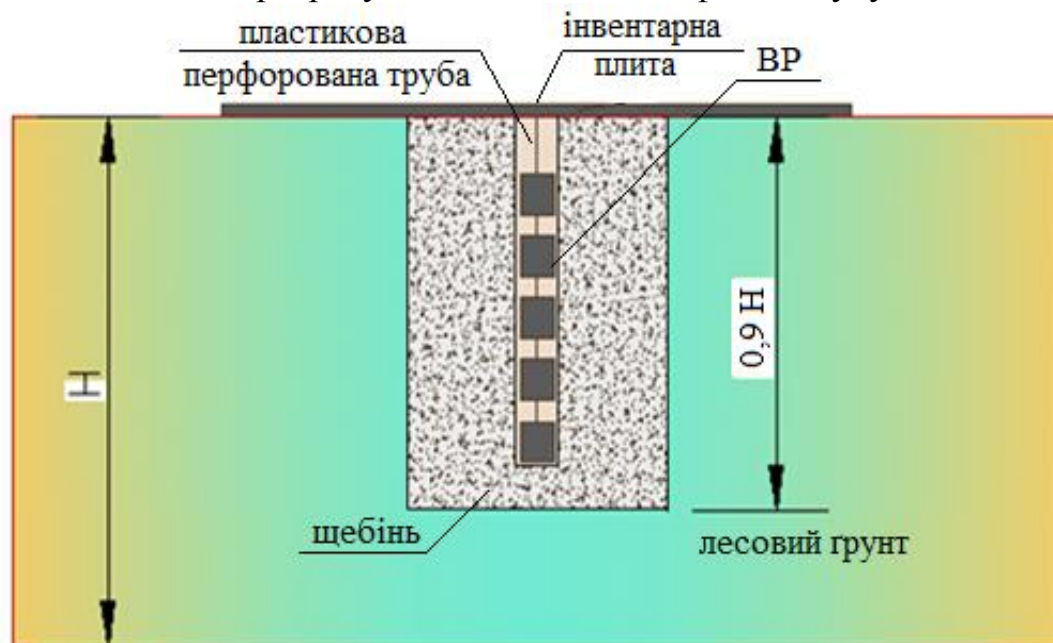


Рис. 6.23. Розосереджений заряд

Згідно з відомими теоретичними та прикладними дослідженнями, в рамках яких вивчався взаємозв'язок кінцевого розміру газової циліндричної порожнини з фізико-механічними властивостями ґрунтів, при вибуху в

однорідному суглинистому ґрунті оптимальної вологості радіус порожнини досягає 20...25 радіусів заряду.

У специфічних умовах армування лесового масиву вибух відбувається в свердловині, заповненій щебенем. З розвитком порожнини в часі і проникненням щебеню лесовий масив переходить у стан ґрунтощебеневої маси, деформаційна здатність якої суттєво знижується. При цьому, згідно з нашими дослідженнями, якщо радіуси заряду і зарядної свердловини, заповненої щебенем до вибуху, становлять відповідно 2 см і 12,5 см, максимальний радіус порожнини на межі з ґрунтощебенем після вибуху наближається до 12 радіусів заряду (зростає від 20 до 240 мм), або збільшується вдвічі порівняно з зарядною порожниною. Стосовно радіуса ґрунтощебеневої зони навколо вибухової порожнини, то отримані нами дані для заряду 1,0 кг/м [105] дають його значення в межах близько 75 см від осі заряду при радіусі вибухової порожнини 24,0 см. Отже, радіус зони поширення щебеню в масиві, або ґрунтощебеневої зони, складає близько трьох радіусів вибухової порожнини, тобто в 6 разів перевищує радіус зарядної свердловини, що відповідає даним експериментів, де показано, що це співвідношення, в залежності від типу ґрунту та масштабу явища, змінюється в межах 5–7,5.

Звичайно, в реальних умовах ці співвідношення повинні змінюватись по глибині циліндричного заряду. Встановлене експериментально поступове зменшення діаметра порожнини з глибиною не можна пояснити зростанням щільності ґрунтового масиву, оскільки спеціальні дослідження свідчать про визначальну роль у механізмі формування порожнини детонаційних явищ, а саме затухання швидкості детонації по довжині заряду сумішевої промислової ВР і відповідне зменшення параметрів вибухової порожнини. При потребі з цим явищем доводиться боротись шляхом встановлення в подовженому заряді через певні проміжки бойовиків, що компенсують втрату детонаційних властивостей ВР у заряді. Відома техніка багатоточкового ініціювання може бути розвинена шляхом розосередження лінійного заряду та застосування сучасних неелектричних систем ініціювання із значно меншою швидкістю поширення ініціюючого імпульсу порівняно з детонувальним шнуром. При застосуванні такої техніки стає доступним будь-який напрямок розвитку детонаційного процесу в подовженому заряді і будь-яка послідовність підривання окремих фрагментів розосередженого заряду, що досягається застосуванням спеціальних розгалужувачів детонаційного імпульсу [106] та відповідним розрахунком довжини відгалужень детонувального хвилеводу – носія цього імпульсу.

Вибухова технологія формування ґрунтощебених паль передбачає обов'язкове утворення і збереження на певний час газових вертикальних порожнин, які після вибуху мають бути заповнені щебенем з поверхні. Якщо стінки вибухової порожнини стійкі, процес заповнення може обмежитись послідовним механізованим засипанням щебеню в порожнину, оточену ґрунтощебеневою масою. Однак при вибухові у структурно нестійкому

обводненому ґрунті достатньо ймовірними є прояви пульсуючого механізму розвитку порожнини, розглянутому в [107]. У цьому разі раціональним є застосування замість забивки та привантажувальної плити над гирлом майбутньої порожнини ємності з щебенем, що заповнить порожнину під дією пульсаційних явищ до схлопування її стінок.

З дотриманням викладених вище геометричних співвідношень в табл. 6.8 наведено технологічні параметри вибухових робіт із застосуванням більш потужних зарядів $C_{\Pi} = 8,0$ кг/м, що є можливим в умовах, коли обробляються незабудовані території, віддалені від міських зон на достатню для сейсмобезпечного ведення робіт відстань, коли потрібно прискорити підготовку ґрунтових основ під споруди на лесових просідних масивах і забезпечити необхідні параметри ґрунтощебених паль, здатних конкурувати за несучою спроможністю з буроін'єкційними палями.

Таблиця 6.8. Параметри вибухових робіт з армування

№ п/п	Технічні параметри	Одиниці вимірювання	Значення
1	Діаметр свердловини	м	0,6
2	Маса заряду	кг/м	8,0
3	Об'єм щебеню 20...40 мм в армованій зоні	м ³ /св	3,0
4	Діаметр порожнини	м	1,0
5	Діаметр зони армування	м	2,0
6	Діаметр ущільненої зони	м	3,0
7	Висота заряду з проміжками	м	8,0
8	Висота проміжків	м	2,4
9	Відстань між свердловинами	м	6,0
10	Загальна витрата щебеню на свердловину	м ³ /св	11,0

Треба звернути увагу на те, що відстань між свердловинами вибирається як подвоєний радіус зони ущільнення або її діаметр, оскільки умови роботи ґрунтощебених паль, оточених ущільненою зоною, не потребують суцільності оброблюваної зони в плані фундаменту.

Виходячи з наведених параметрів БВР, виконано техніко-економічне порівняння вибухового методу армування лесового масиву та методу буроін'єкційних паль діаметром 620 мм.

Розрахунки свідчать про те, що перший варіант виконання робіт забезпечує порівняно з другим економію близько 4,0 тис. грн на 1 палю, що в перерахунку на весь фундамент споруди площею 17×29 м дає сумарний економічний ефект в розмірі 60,0 тис. грн.

Для аналізу зміни напружено-деформованого стану масиву просадного ґрунту після його динамічного армування щебенем було застосоване програмне забезпечення PLAXIS, що стало свого роду сполучною ланкою між теоретичними дослідженнями і практичною роботою.

В результаті моделювання поведінки ґрунту при його армуванні щебенем визначено геометрію зон порушень, що утворились в результаті вибуху, і встановлено відстань, на яку щебінь переміщується від вихідного положення у оточуючий лесовий ґрунт. Значення максимального переміщення щебеню в зволожений лесовий масив складає від 5 до 7,5 діаметрів зарядної свердловини, що відповідає відстані введення щебенемих частинок у водонасичений лесовий ґрунт за розрахунками на основі класичного математичного апарату теорії вибуху.

Збільшення розміру зони проникнення щебеню в масив зволоженого лесового ґрунту досягається за рахунок підвищення температури води під час замочування; при зволоженні водою при температурі 60 °С радіус зони армування зростає на величину понад 200 мм порівняно із замочуванням звичайною водою при температурі 20 °С.

Вибір параметрів вибухових робіт залежить від умов їх виконання. При відсутності небезпечної за сейсмікою ситуації маса лінійного заряду, що забезпечить потрібні параметри фундаментних ґрунтощебенемих паль, має складати близько 8,0 кг/м, при цьому на кожній з них економічний ефект складе 4,0 тис. грн.

В результаті проведеного моделювання випадку, коли основу споруди складають структурно-нестійкі просадні ґрунти і сумарні вертикальні переміщення (14 см) перевищують гранично допустиме просідання, за допомогою вибухового армування ґрунту щебенем штучно були покращені властивості ґрунту основи, в результаті чого були отримані значення переміщень (5,3 см), що характеризують ґрунтову основу як умовно непросадну.

Дослідження, виконані в роботі, підтверджують ефективність армування структурно-нестійких ґрунтів на всю просадну товщу шляхом поєднання вибухового метода ущільнення з введенням у нього жорсткого природного заповнювача за рахунок енергії вибуху. Масив армованого ґрунту має значно покращені характеристики, підвищену несучу здатність і може бути застосований як основа під споруду.

РОЗДІЛ 7

СТВОРЕННЯ ВИСОКОЕФЕКТИВНИХ ТЕХНОЛОГІЙ ЗВЕДЕННЯ ОБРОБКИ ТУНЕЛЮ НА ОСНОВІ РОЛИКОВОГО УЩІЛЬНЕННЯ

7.1. Результати досліджень роликового ущільнення ґрунтового приконтурного шару і монолітної обробки тунелю

Для подальшого формулювання напрямку досліджень на основі існуючих виробничих і лабораторних даних роликового формування було проведено попередні експерименти в лабораторії наукових основ розробки, застосування і технологій виробництва бурового інструменту інституту надтвердих матеріалів ім. В. Н. Бакуля. Для цього було реконструйовано експериментальну установку процесу руйнування гірських порід різанням, створеного на базі верстата 1М552.

Для експериментальної установки було створено змінний робочий орган у вигляді ролика з конічним кріпленням (рис. 7.1), опалубку циліндричної форми і завантажувальний пристрій.

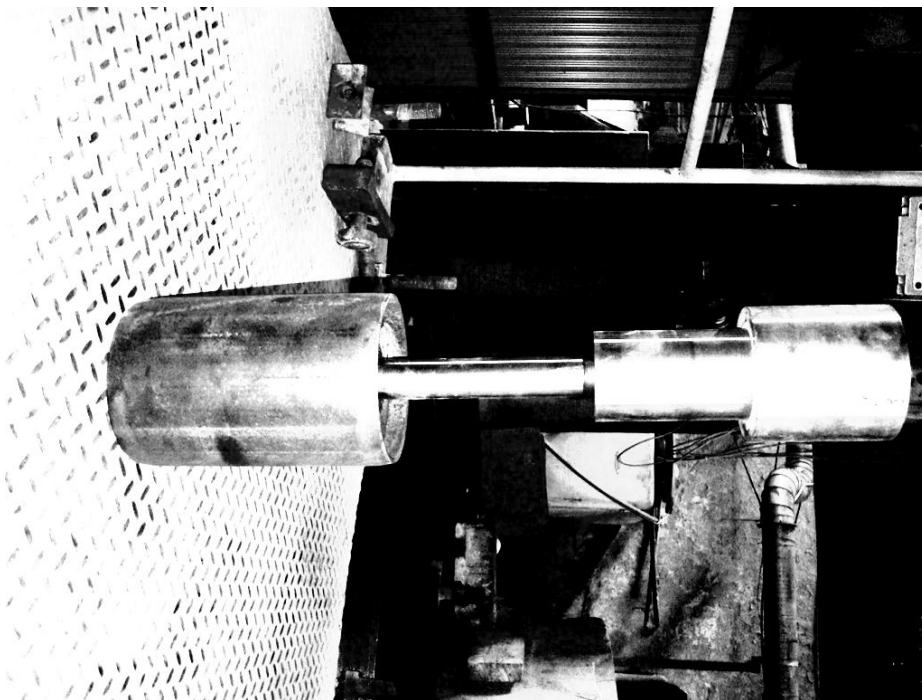


Рис.7.1. Змінний роликовий робочий орган з конічним кріпленням

Для експерименту було взято шість складів суміші з різними значеннями вологості і різним мінералогічним складом: три будівельні суміші на основі цементу, які рекомендовані для роликового ущільнення [35-39] і три – на основі лесового ґрунту (рис. 7.2 і 7.3).

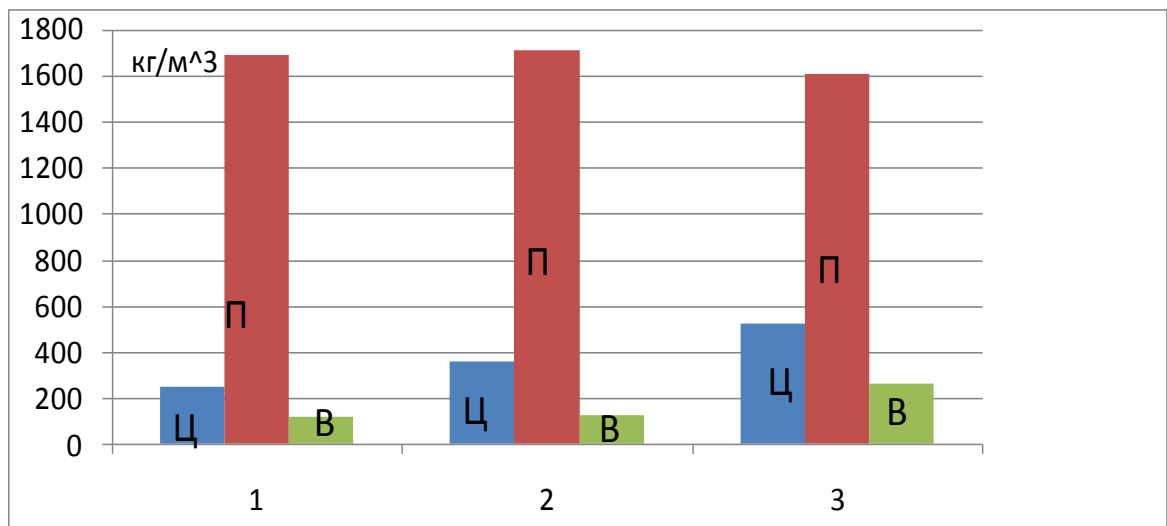


Рис. 7.2. Склад будівельних сумішей, використаних при формуванні монолітної обробки роликівим ущільненням

При проведенні попередніх експериментів як основні показники процесу ущільнення було прийнято тиск і щільність сумішей в зоні дії роликівого робочого органа.

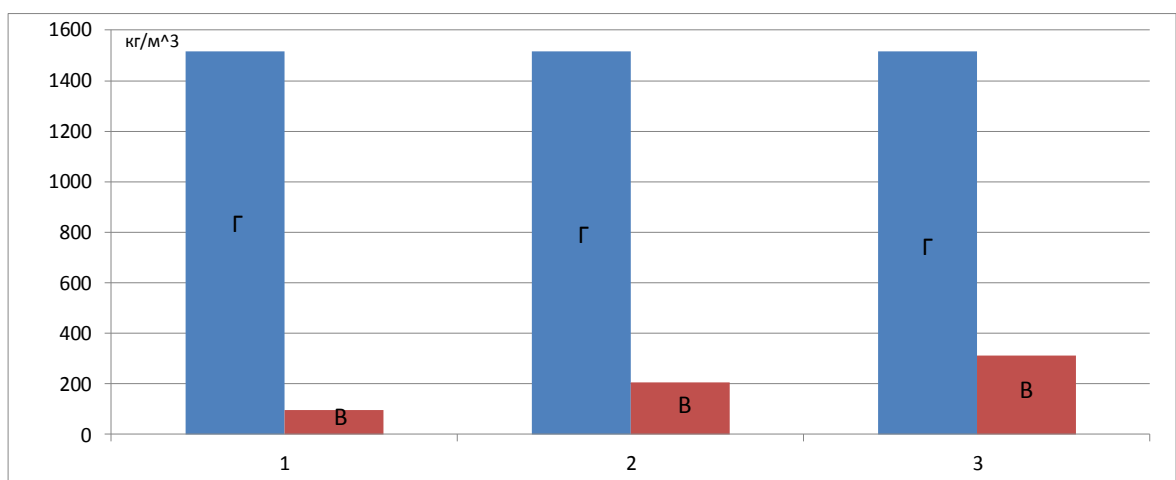


Рис.7.3. Діаграми складу ґрунтових сумішей при формуванні їх геотехнічних властивостей

Тиск і щільність вимірювалися в залежності від кількості проходів роликівого робочого органа (табл. 7.1, 7.2). З отриманих даних випливає, що для будівельної суміші з цементним в'язучим з кожним наступним навантаженням щільність і тиск зростають, а потім, після 17–19 проходів, практично не змінюються. Постійність ущільнюючих напружень при збільшенні кількості навантажень проходів свідчить про закінчення процесу ущільнення будівельної суміші.

Таблиця 7.1

Зміна тиску [МПа] і щільності [кг/м³] у масиві будівельної суміші при ущільненні

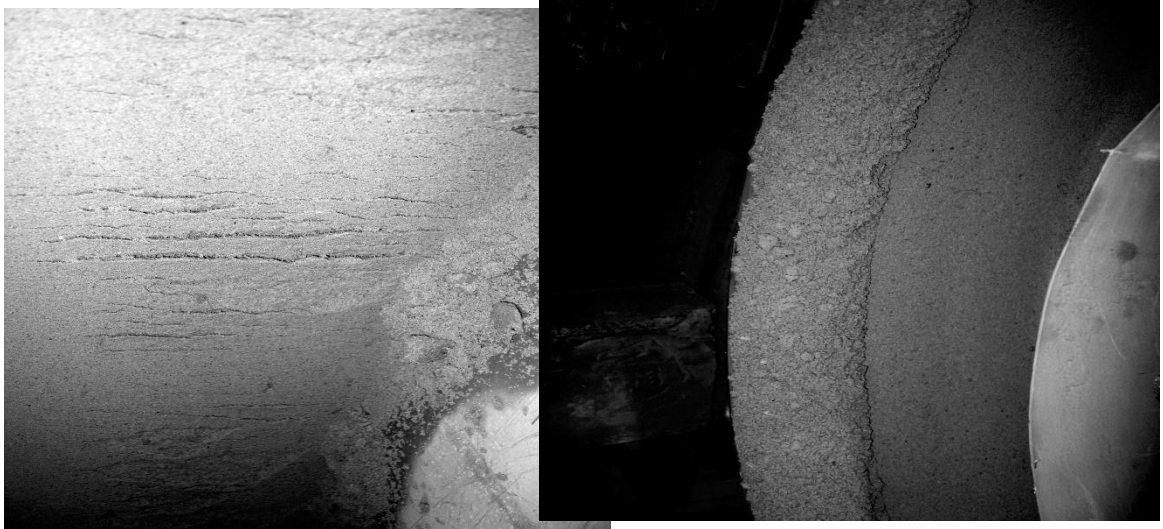
Кількість навантажень	Склад 1	Склад 2	Склад 3
0	- 1512	- 1565	- 1584
5	0,25 1743	0,35 1763	0,4 1825
10	0,43 2016	0,57 2067	0,69 2084
15	0,49 2318	0,68 2306	0,81 2231
20	0,52 2394	0,71 2386	0,83 2305

Таблиця 7.2.

Зміна тиску [МПа] і об'ємної маси [кг/м³] у ґрунтовому шарі при формуванні геотехнічних властивостей

Кількість навантажень	Склад 1	Склад 2	Склад 3
0	- 1512	- 1565	- 1584
5	0,91 1743	0,87 1763	0,64 1825
10	1,37 2016	1,24 2067	1,08 2084
15	1,53 2056	1,29 1953	1,11 1904

При ущільненні ґрунтової суміші наростання щільності відбувається більш інтенсивно і після 10–12 проходів стабілізується. Вологість сумішей суттєво впливає на процес роликового формування. Так, для більш жорстких і вологих сумішей можна досягти більших пресуючих тисків і щільності. Крім того, при ущільненні ґрунтової суміші спостерігався ефект переущільнення, який супроводжувався появою на її поверхні тріщин і зруйнованих ділянок (рис. 1.8). Утворення трищинуватості в сформованих ґрунтових шарах і елементах обробки призводить до збільшення їх фільтраційних властивостей [108–110].



a

б

Рис. 7.4. Фрагменти відформованих шарів ґрунту: (а) переущільненого; (б) нормально ущільненого

При проведенні експерименту перевірялась також можливість розпалубки свіжовідформованих фрагментів обробки і шару ґрунту. Головними критеріями при розпалубці були міцність фрагментів обробки і шару ґрунту, відсутність тріщин і обвалів. Міцність фрагментів свіжовідформованих зразків будівельної суміші становить 0,2–0,6 МПа, ґрунтової суміші – 0,25–0,35 МПа. При розпалубці фрагменти ґрунту і обробки не мали тріщин і обвалів (рис. 7.4, б).

При візуальному і подальшому лабораторному обстеженні зразків фрагментів відформованих шарів ґрунту і обробки відзначено нерівномірність ущільнення в ортогональних напрямках, уздовж осі і вздовж напрямку руху робочого органа. Найменші значення густини і об'ємної маси зразків спостерігались на початку зони ущільнення.

В цілому експеримент підтвердив можливість формування ґрунтових шарів і обробки роликівим ущільненням в умовах, наближених до реальних умов будівництва тунелів.

Аналіз результатів лабораторних досліджень з роликівого ущільнення елементів тунелю дозволяє зробити такі висновки:

- склад суміші суттєво впливає на тиски, що виникають у масиві і на щільність фрагментів під час роликівого ущільнення;
- процес роликівого формування ґрунтів і бетонних сумішей супроводжується ефектом нерівномірного розподілення властивостей суміші в об'ємі, тобто виникненням механічної анізотропії.

7.2. Фізико-механічні особливості процесів формування зв'язних ґрунтів і будівельних сумішей

В силу однакової природи деформаційних процесів у полідисперсних середовищах процеси формування зв'язних ґрунтів і будівельних сумішей мають багато спільних ознак.

Властивості зв'язних ґрунтів залежать від зв'язків різного характеру: зв'язків між уламковими первинними матеріалами і тонкодисперсними матеріалами. Оскільки складові частини ґрунту дрібнодисперсні, практично всі частинки при вологості повітря 40–50% мають водні оболонки у вигляді адсорбційного, в деяких випадках дифузного шару, які зумовлюють в'язкі і пластичні властивості ґрунту [111]. Наявність органічних речовин також збільшує вологоємність і підвищує число пластичності. Присутність солей приводить до дегідратації дифузійних шарів ґрунтових частинок, що тягне за собою зниження пластичності ґрунту [112].

Ущільнення ґрунтів під дією зовнішнього навантаження відбувається за умови перевищення його структурної міцності, що супроводжується виникненням місцевих зсувів частинок і заповненням дрібними частинками проміжків між частинками більшого розміру. Стисливість ґрунтів також обумовлена зміною товщини водно-колоїдних плівок мінеральних частинок.

Структурна міцність ґрунтів обумовлена водно-колоїдними та кристалізаційними (цементацийно-кристалізованими) зв'язками між частинками. Збільшення структурної міцності, викликане цементацийно-кристалізованими зв'язками, приводить до підвищення пружних властивостей і до зниження пластичних властивостей ґрунтів. Ґрунти з більш вираженою структурною міцністю, викликаного водно-колоїдними зв'язками, мають підвищену міцність свіжовідформованих зразків, але їх ущільнення необхідно проводити при більших зовнішніх навантаженнях [113].

При роликовій стабілізації ґрунтів відбувається багаторазове навантаження оброблюваного середовища. Циклічні навантаження ґрунтів показали, що додаткова деформація, яка виникає при повторних навантаженнях, відбувається в результаті перекомпонування структурних елементів при їх багатократних зворотно-поступальних переміщеннях. Цьому сприяють знакозмінні напруження, що виникають на контактах частинок і приводять до ослаблення і руйнування структурних зв'язків від утомленості. При цьому ґрунти з коагуляційними структурними зв'язками, які зумовлюють в'язко-пластичний характер деформування, як правило, характеризуються недоущільненням і розущільненням, що приводить до необхідності істотного додаткового ущільнення при подальших повторних навантаженнях [114] робочими органами.

Загальна теорія механіки ґрунтів [115–126], в залежності від інтенсивності дії зовнішніх навантажень, виділяє основні етапи деформування ґрунтів, при яких напруження від зовнішніх навантажень можуть бути меншими і більшими за міцність структурних зв'язків. При

великій вологості об'ємна деформація відбувається не лише в результаті зміни скелету, але й внаслідок видавлювання вільної води з пор ґрунту (первинна консолідація) [127].

Напруження, при яких не відбувається руйнування структурних зв'язків, виникають при відносно малих деформаціях ґрунту. Початкові деформації ґрунту являють собою пружні деформації елементів, що утворюють його структурні зв'язки. Для даного етапу навантаження характерне повне відновлення геометрії масиву ґрунту. Подальше збільшення навантажень призводить до руйнування зв'язків з виникненням незворотних деформацій, відбувається ущільнення ґрунту [128]. Для опису поведінки ґрунту на даному етапі застосовують моделі пружного суцільного тіла.

При подальшому навантаженні ґрунту виникають площини ковзання і зони зсувів. Це свідчить про закінчення фази ущільнення і перехід в фазу зсувів. Особливо важливим ефектом для процесу роликового ущільнення ґрунтів є утворення під штампом жорсткого ядра з частинок з обмеженим переміщеннями (ядра ущільнення). Межі утвореного ядра ущільнення відповідають поверхням ковзання при подальшому навантаженні.

Дані особливості процесів формування зв'язних ґрунтів визначають основні види напружено-деформованого стану масиву при дії роликових робочих органів. Так, при дії індентора, що перекочується по поверхні ґрунтового масиву, як і при дії основ споруд на гірський масив, можна виділити зони стиснення і зсуву, що виникають одночасно.

При розв'язанні геотехнічних завдань, включаючи визначення напружено-деформованого стану, доцільно враховувати реальний розподіл напружень у об'ємі ґрунту, яка може змінюватися в залежності від зовнішнього впливу на масив ґрунту. У загальному випадку розподіл напружень повинен бути визначен до початку досліджень [116].

Дія зовнішнього навантаження на ґрунтовий масив приводить до зміни його об'ємної ваги внаслідок ущільнення (зміни пористості). У зв'язку з розсіюванням і релаксацією напружень у масиві від дії робочого органа процеси ущільнення в об'ємі будуть проходити з різною інтенсивністю [117]. Різний ступінь ущільнення ґрунтів в об'ємі підсилює ефекти, пов'язані з анізотропними властивостями ґрунтів, які проявляються в різниці між їх деформаційними, міцнісними та фільтраційними характеристиками.

Анізотропію масиву ґрунту, в залежності від свого походження, прийнято розділяти на фізичну (природного походження) і механічну (штучного генезису) [129]. У випадку роликового формування властивостей ґрунту має місце анізотропна консолідація. Анізотропна консолідація є важливою частиною процесу деформації ґрунтів, але її виникнення і вплив на повну деформацію в механіці ґрунтів практично не досліджена [116].

Результати попередніх експериментальних досліджень роликового формування ґрунтів підтвердили неоднорідність ущільнення вздовж роликового робочого органа і дуги взаємодії, що приводить до зміни

деформативних і міцнісних характеристик. Таким чином, під час процесу стабілізації виникає фізична ортотропія, при якій розподілення властивостей відбувається у трьох напрямках: уздовж осі робочого органа, у напрямку руху (по дузі контакту) і у глибину шару. Зміна механічних властивостей ґрунту тягне за собою зміну напружень, що виникають у шарі, при незмінних значеннях переміщень поверхні внаслідок дії робочих органів.

Зміна властивостей по глибині ґрунтового шару пов'язана з зміною пористості. Від'ємне значення градієнта щільності по глибині і в напрямку руху робочого органа викликає нерівномірну фільтрацію води на поверхні контакту з робочим органом. Зміна вологості на поверхні контакту з робочим органом приводить до зміни трибологічних властивостей ґрунту. Зміна коефіцієнта тертя ґрунту спричиняє перерозподіл дотичних тисків на поверхні контакту, що приводить до зміни характеру напружено-деформованого стану.

Негативним фактором процесу роликового формування ґрунтів, який перешкоджає вирівнюванню поверхні контуру виробки і стійкості формування, є адгезійні властивості зв'язних ґрунтів (рис. 7.5). До досягнення вологості початкового прилипання зв'язана вода навколо ґрунтових частинок утримується зі значною силою, тому її взаємодія з іншими тілами вкрай слабка. При вологості, що перевищує цю величину, ґрунтові частинки оточені вже такими оболонками зв'язаної води, у яких периферійна частина здатна реагувати на вплив сторонніх тіл, що обумовлює липкість. Спочатку прилипання характеризується невеликою величиною, а потім із збільшенням вологості величина липкості різко зростає, і досягнувши певної межі, настільки ж різко зменшується. Особливо сильно липкість ґрунтів проявляється при наявності рихлозв'язаної води і набуває свого максимуму при м'яко-пластичній консистенції ($I_L = 0,75$). Так, для глинястих ґрунтів липкість може перевищувати 0,04 МПа [112]. Це явище можна пояснити тим, що при вологості, більшій за вологість початкового прилипання, плівки зв'язаної води ще з достатньою силою утримуються навколо ґрунтових частинок. Із збільшенням товщини плівок створюються умови, при яких вода, зберігаючи ще достатню в'язкість, по периферійній частині оболонок з однаковою силою взаємодіє з частинками і з дотичними з ними предметами. У цих умовах ґрунт має максимальною липкість. При подальшому збільшенні вологості з тілами взаємодіє вже зв'язана вода, розташована далеко від поверхні ґрунтових частинок, яка слабо відчуває молекулярне тяжіння з боку частинок ґрунту і внаслідок цього має невелику в'язкість. За цих умов липкість ґрунту різко зменшується. Великий вплив на липкість справляє також дисперсність ґрунтів, зі збільшенням якої підвищуються адгезійні властивості ґрунтів [130, 131].

Наявність адгезійних властивостей ґрунту при ущільненні роликівими робочими органами приводить до зміни характеру взаємодії між поверхнею середовища і індентора. Таким чином, при перекочуванні зони сухого тертя можуть змінюватись зонами прилипання.

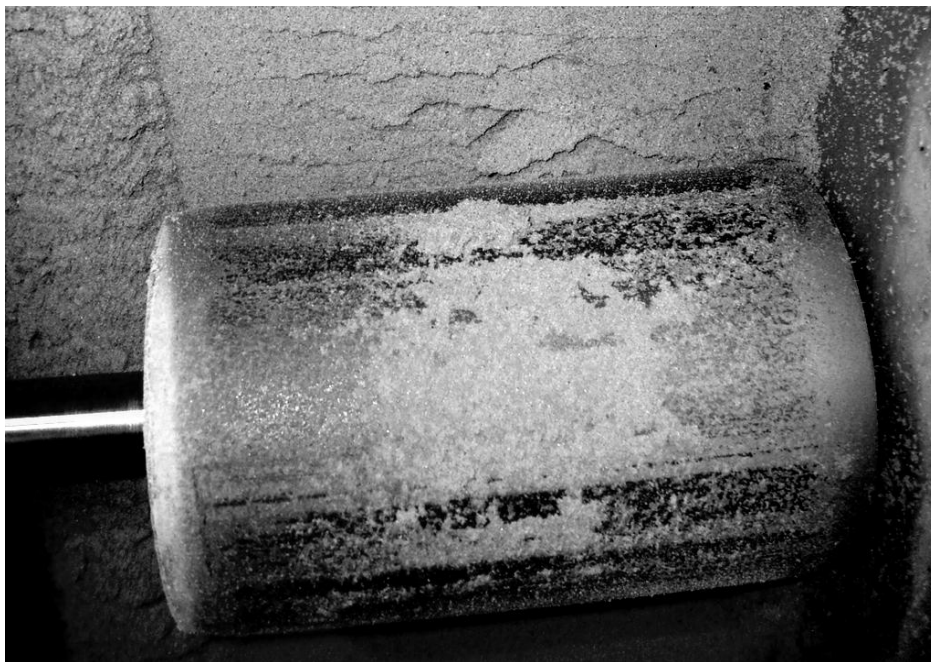


Рис. 7.5. Налипання ґрунту на робочий орган

Збільшення дисперсності ґрунтів збільшує зчеплення між частинками і приводить до збільшення опору зсуву, одного з основних факторів, що визначає головні параметри процесу роlikової дії на полідисперсні середовища. Зменшення дисперсності ґрунтів приводить до збільшення кута внутрішнього тертя і зменшення зчеплення [132].

Таким чином, основними факторами, які впливають на деформаційні та міцнісні властивості ґрунтів, є:

- мінеральний і гранулометричний склад;
- наявність органічних речовин;
- вологість;
- наявність солей.

На відміну від ґрунтів, деформаційні і міцнісні властивості бетонних сумішей, залежать від меншої кількості чинників. Це пов'язано з більшою визначеністю складу будівельних сумішей (заповнювач, в'язучі, вода) і їх властивостей. Як і для ґрунту, гранулометричний і мінеральний склад заповнювача суттєво впливають як на параметри процесу ущільнення, так і на кінцеву щільність обробки.

Схожою за своєю природою взаємодії частинок ґрунту з водою є гідратація цементних частинок з утворенням різних зв'язних систем на своїй поверхні. Утворення адсорбційного і дифузійного шару на поверхні частинок, колоїдної структури оболонок і, як наслідок, цементного гелю, визначає в'язкі властивості будівельних сумішей [133].

Заповнювачі будівельних сумішей не утворюють зв'язних систем при взаємодії з водою, тому безпосередньо не впливають на в'язкі властивості, а визначають міцнісні характеристики: кут внутрішнього тертя φ_t і початковий опір зсуву τ_0 .

До основних чинників, які визначають здатність будівельних сумішей ущільнюватись, належать:

- вид і тип заповнювачів;
- вологість (водо-цементне відношення).

Особливе важливе значення для процесу формування геотехнічних властивостей ґрунту і будівельних сумішей має швидкість їх деформації. Внаслідок в'язких властивостей більшості ґрунтів і будівельних сумішей збільшення швидкості деформування викликає підвищення виникаючих напружень при однакових значеннях деформації поверхні. Ці властивості полідисперсних середовищ породжують такі негативні ефекти, як зростання сил опору, що приводить до збільшення кількості енергії, потрібної для здійснення процесу ущільнення.

Характерною поведінкою у відношенні процесів деформації ґрунтового масиву і будівельних сумішей є сприймання навантажень з найменшими можливими виникаючими напруженнями у масиві, що відповідає принципу найменшої дії і закону найменшої потенційної енергії системи.

В процесі деформації ґрунтового масиву і будівельних сумішей під силовим впливом деформівне середовище намагається зменшити до мінімуму внутрішні напруження, які характеризують потенційну енергію системи, шляхом виходу із зони максимальних контактних тисків у напрямку поверхні, вільної від контакту з роликівим робочим органом, по траєкторії з найменшою довжиною.

7.3. Напрямки розвитку методів формування геотехнічних властивостей і аналізу напружено-деформованого стану ґрунтів

Метою заходів з керування геотехнічними властивостями ґрунтів є збільшення несучої здатності і поліпшення гідрогеологічних умов будівництва та експлуатації підземних споруд. Необхідність цих заходів часто викликана надскладними умовами будівництва: низькою щільністю і міцністю ґрунтів (менш ніж $1,4 \text{ кг/м}^3$), великими значеннями дебіту водопритоку (понад $200 \text{ м}^3/\text{год}$).

Основними чинниками, які впливають на геотехнічні властивості техногенно перетворених ґрунтів, є мінеральний і гранулометричний склад ґрунтів і спосіб дії на них [134]. На рис. 7.6 показано структурну схему основних напрямів керування геотехнічними властивостями ґрунтів.

Серед наведених вище методів керування геотехнічними властивостями ґрунтів одним з найпоширеніших і відносно недорогих є штучне зволоження і водозниження, які провокують просадку і, таким чином, приводять до консолідації ґрунту. Комбінація механічної дії з вологістю дозволяє ефективно керувати властивостями ґрунтів. Серед основних способів зволоження можна виділити полив і нагнітання води. Ущільнення підводними вибухами дозволяє проводити обробку ґрунту при високих значеннях вологості ($S = 0,8$) [135–138], але її використання обмежене правилами безпеки. Застосування фізичних способів зміни властивостей

грунтів, як правило, не веде до утворення цементацийних зв'язків, що призводить з часом до подальшого розуцільнення ґрунтів.

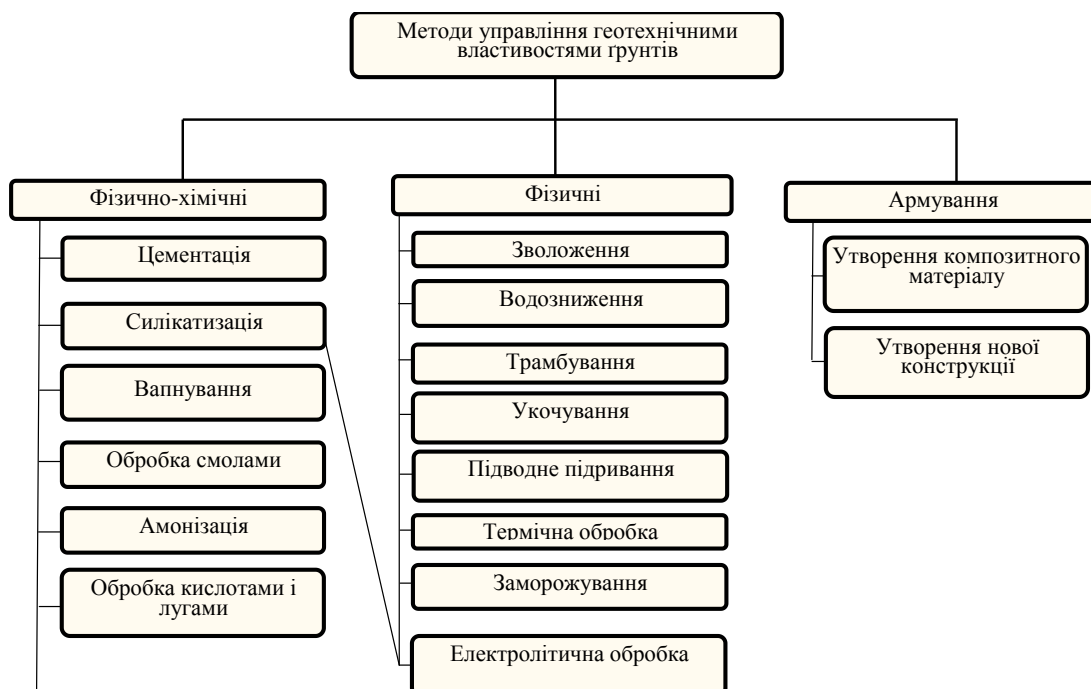


Рис. 7.6. Основні напрямки керування геотехнічними властивостями ґрунтів

Прогресивним напрямком керування властивостями середовища, при якому параметри ґрунту залишаються стабільними протягом тривалого часу, є утворення нових кристалізаційних і конденсаційних структур шляхом додавання в'язучих і спеціальних добавок. Для закріплення ґрунтів можуть застосовуватися цементні і глиняні розчини, холодні й гарячі бітумні емульсії, рідке скло. Найбільш поширеним способом, який забезпечує високі фізико-механічні властивості стабілізованих ґрунтів (модуль деформації в окремих випадках збільшується до 4 разів) є ін'єктування цементних розчинів [139]. Проведення ін'єктування і струминної обробки в умовах будівництва тунелю ускладнюється необхідністю розміщення великогабаритного бурового і струминного обладнання (розміри найменшої установки VD Class 2, Drilltech становлять 4,331×4,341×1,570 м), що зумовлює проведення робіт в основному з поверхні для прокладання тунелів мілкого залягання. Інформація про досвід проведення струминної стабілізації у верхньому положенні відсутня.

Ефективним способом керування властивостями ґрунтів є їх армування елементами підвищеної міцності з утворенням нового композитного матеріалу або нової конструкції [140–148]. Для повного використання несучої здатності матеріалів доцільно створювати нові конструкції з композитного матеріалу з від'ємним значенням градієнта міцності. У випадку будівництва тунелю утворення нової конструкції з композитного матеріалу (ґрунтоцементу з заповнювачем) навколо контуру тунелю зі різною міцністю може здійснюватися шляхом роликового ущільнення на

основі синтезу армування, механічного і фізико-хімічних методів управління геотехнічних властивостей ґрунтів.

При визначенні основних параметрів процесу обробки ґрунтів роликівим методом необхідно провести теоретичні та експериментальні дослідження напружено-деформованого стану середовища.

Особливо важливим при проектуванні основ будівель і споруд є встановлення деформацій і напружень ґрунтових масивів. Для визначення параметрів конструкцій використовують алгоритми розрахунку, що містяться в будівельних нормах і правилах.

Методи визначення деформацій основ споруд можуть бути зведені у дві основні групи:

- методи пошарового підсумовування, які ґрунтуються на використанні компресійної кривої або модулів деформації з урахуванням бокових деформацій ґрунту або без їх урахування;

- методи, що ґрунтуються на безпосередньому використанні залежностей теорії пружності для нормальних переміщень поверхні напівнескінченного середовища від дії зосередженої сили з використанням рішень Фламана, Тимошенка, Гудієра [149], потенціалів Бусінеска [150], Черуті [151].

Результатом використання залежностей теорії пружності для вертикальних переміщень поверхні напівнескінченного середовища від дії зосередженої сили стало виникнення методу загальних пружних деформацій, що дозволяє враховувати пружні переміщення не тільки точок контакту, а й точок зовні контакту. Для випадку навантаження ґрунтового масиву вертикальна осадка точки s з координатою $(x; y)$ від дії розподіленого навантаження p з координатами прикладання (ξ, η) визначається за формулою

$$s = \frac{p(1-\mu^2)}{\pi E} \iint_F \frac{d\xi d\eta}{\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}},$$

де E, μ – деформаційні властивості ґрунту.

На жаль, пряме використання наведеної залежності утруднене внаслідок виникнення теоретично нескінченних значень, що викликає необхідність пошуку спеціальних прийомів розв'язання. Застосування цього рівняння для прямокутної площадки ґрунтового масиву В. Г. Корткіним, Ф. Шлейхером дозволило створити широко застосовувану залежність для середнього значення переміщення:

$$\bar{s} = \frac{\omega p \sqrt{F}}{C},$$

де ω – інтегральний коефіцієнт форми; F – площа контакту; C – коефіцієнт пружного півпростору.

Основним припущенням даних розрахунків є відсутність пластичних деформацій, ізотропія і суцільність ґрунтового масиву при будівництві і експлуатації споруд. При моделюванні взаємодії основ споруд за наведеними

формулами не враховуються ефекти, пов'язані з тертям, що суттєво впливає на розподіл напружень у контактній зоні. Незважаючи на дані припущення, ці залежності можна застосовувати при аналізі процесів деформації ґрунтового масиву, при яких деформаційні властивості масиву описуються пружною моделлю; при цьому модуль пружності в розв'язках Фламана і Бусінеска замінюється модулем загальної деформації, який враховує не тільки пружну, а й непружну поведінку ґрунтів.

Останнім часом проектувальники все частіше звертаються до чисельних методів аналізу напружено-деформованого стану: метод скінченних елементів, метод граничних елементів, метод кінцевих різниць. На основі даних математичних методів фірмами-розробниками «ANSYS», «ABAQUS», «PLAXIS» створено цілі ряди програмних продуктів, які дозволяють враховувати нелінійність властивостей матеріалів при їх деформуванні з використанням моделей Кулона–Мора, Друкера–Прагера, Кем–Клея та ін. Використання цих програмних продуктів пов'язане з використанням дуже великої кількості експериментальних сталих, визначення яких потребує цілого комплексу спеціального обладнання [116]. Так, для моделювання поведінки ґрунту в оболонці «ANSYS» Static Struktural необхідно визначити близько 11 величин. При цьому слід врахувати, що, як правило, ці програмні продукти не враховують зміну властивостей ґрунтів під час деформації. При їх застосуванні для дослідників залишається невизначеним порядок складання матриць жорсткості, прийнятих зон пружних і пластичних деформацій, характер взаємодії вузлів скінченних елементів, порядок і прийнята точність розв'язків систем рівнянь, що приводить до необхідності часто перевіряти отримані чисельні результати експериментально підтвердженими аналітичними залежностями.

Сам процес ущільнення ґрунтів і бетонних сумішей залежить від виду напруженого стану і від схильності матеріалу до пластичної, пружної або в'язко-пластичної поведінки у випадку швидкого деформування. В більшості випадків поведінка матеріалів визначається ступенем ущільнення, який має різні значення в об'ємі при ущільненні. Створення механічної анізотропії середовища відбувається з виникненням перших незворотних деформацій, які супроводжують процес ущільнення. Реальні значення напружено-деформованого стану процесу ущільнення можна визначити у випадку врахування анізотропії і виду деформацій.

Аналіз існуючих методів дослідження напружено-деформованого стану і особливостей процесу ущільнення ґрунтів і бетонних сумішей дозволяє сформулювати основні напрямки розвитку розрахункових моделей:

- модель середовища повинна відповідати характеру деформацій на конкретному етапі взаємодії робочого органа з ґрунтом і будівельною сумішшю;
- створення розрахункової моделі необхідно проводити з урахуванням механічної і фізичної анізотропії оброблюваного середовища;

– потрібно враховувати ефекти, пов’язані з тертям оброблюваного середовища об контактуючі поверхні.

Аналіз результатів досліджень, присвячених способам зведення тунелів і методів розв’язання контактних задач силової взаємодії робочих органів з середовищем, дозволяє зробити такі висновки, що технології та обладнання для будівництва тунелів щитовим методом ґрунтуються на використанні збірної залізобетонної обробки і мають ряд недоліків, які суттєво знижують техніко-економічні показники і якість зведених підземних споруд. Запропонована технологія спорудження кріплення тунелю з формуванням приконтурного шару з застосуванням роликового ущільнення дозволить уникнути цих недоліків. Метод зведення пресованої монолітної обробки є досить ефективним, але в основу технології будівництва закладено принцип ущільнення, застосування якого пов’язано з циклічністю будівельних робіт та необхідністю створення великих силових впливів на оброблюване середовище для подолання тертя і приводить до нерівномірного ущільнення зведеної споруди. Застосування технології неперервного роликового ущільнення обробки тунелю дозволить зберегти високі показники пресованої монолітної обробки завдяки усуненню нерівномірності ущільнення і холодних швів бетонування. Перетворення властивостей ґрунтів з метою підвищення їх міцності і несучої здатності може здійснюватися шляхом використання роликового ущільнення на основі синтезу армування, механічного і фізико-хімічних методів керування геотехнічними властивостями ґрунтів. Виконані експериментальні і виробничі дослідження довели працездатність роликового ущільнення прилеглого ґрунтового контуру і обробки тунелю і відкривають широкі можливості його застосування. Роликове ущільнення є перспективним способом керування властивостями прилеглого контуру масиву і зведення обробки тунелю. Результати виконаних раніше досліджень, присвячених роликовому формуванню, не відображають загальних закономірностей процесу і тому не можуть бути основою для створення методики розрахунку головних параметрів технологічного процесу.

7.4. Основні принципи створення високоефективних технологій зведення обробки тунелю на основі роликового ущільнення

Зведення обробки тунелю щитовим способом являє собою складний процес, що складається з цілого ряду взаємопов’язаних технологічних операцій, які виконуються в складних інженерно-геологічних умовах. Передумовою істотного розширення області застосування щитового способу зведення тунелів є застосування тунелепрохідницьких агрегатів з роторним робочим органом. Ці агрегати дозволяють споруджувати тунелі у змішаних ґрунтах без зміни загальної технології будівництва, забезпечити безперервний високопродуктивний цикл робіт і безпеку будівництва, високий рівень автоматизації, звести до мінімуму вплив на навколишнє середовище. У зв’язку з цим на основі даного типу машин пропонується

реалізувати технологію зведення обробки тунелю роликівим ущільненням, яка дозволить за рахунок якості і економічності ущільненої обробки підвищити техніко-експлуатаційні показники споруди і зменшити витрати на будівництво.

Роликівим ущільнення відповідає вимогам неперервного процесу формування, при якому зони, в яких відбувається формування, можуть безперервно пересуватися разом з робочими органами формуючої секції прохідницького щита відносно ґрунтового масиву, на поверхні якого залишається відформований шар обробки. Формуючі секції прохідницького щита можуть виконувати всі або частину операцій, що входять у технологічний процес зведення обробки тунелю: подавання сумішей в зону формування, рівномірний її розподіл і калібрування шару, попереднє і остаточне ущільнення ґрунтового шару і матеріалів обробки тунелю, опорядження лицьової поверхні.

Перевагою неперервної технології зведення обробки є можливість повної механізації процесу пошарового ущільнення, низька металоємність обладнання, високі показники якості монолітної обробки, соціальна привабливість виробництва в цілому.

Роликівим неперервна технологія пошарового зведення обробки може бути реалізована шляхом комбінації таких елементів:

- шару прилеглого контуру ґрунту зі сформованими новими геотехнічними властивостями;
- шару будівельної суміші між ґрунтовим масивом і збірною обробкою;
- монолітної (в тому числі ущільненої роликівим) або збірної обробки тунелю.

Схеми розташування формуючих секцій при різних варіантах реалізації роликівим неперервної технології пошарового зведення обробки тунелю наведено на рис. 7.7–7.8.

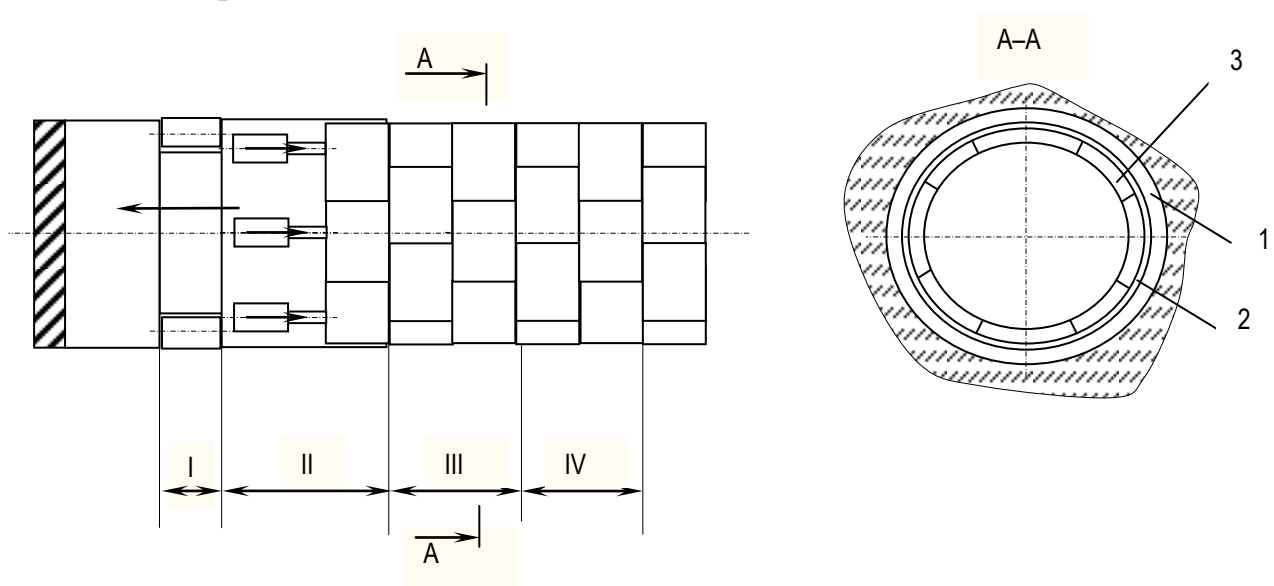


Рис. 7.7. Схема утворення кріплення з обробкою приконтурного ґрунтового шару

Комбіноване пошарове кріплення може бути утворене шляхом обробки прилеглого до виробки ґрунтового шару роликовою формуючою секцією I (рис. 7.7). Переміщення прохідницького щита відбувається за допомогою секції щитових домкратів II, які спираються на збірне залізобетонне кріплення. Наступними етапами будівництва є первинне III і контрольне IV нагнітання цементно-піщаного і цементних розчинів у простір між збірним кріпленням і прилеглим шаром обробленого ґрунту. В результаті реалізації цієї схеми утворюються три шари кріплення: 1 – шар обробленого ґрунту; 2 – шар тампонованого піщаного бетону; 3 – шар збірного залізобетонного кріплення.

Для ущільнення цементного піщаного розчину між збірним кріпленням і прилеглим ґрунтовим масивом можна використати додаткову роликову формуючу секцію II (рис. 7.8). Наведена схема пошарового роликового ущільнення дозволяє утворити комбінацію монолітних ущільнених шарів ґрунту і бетону з збірним залізобетонним кріпленням.

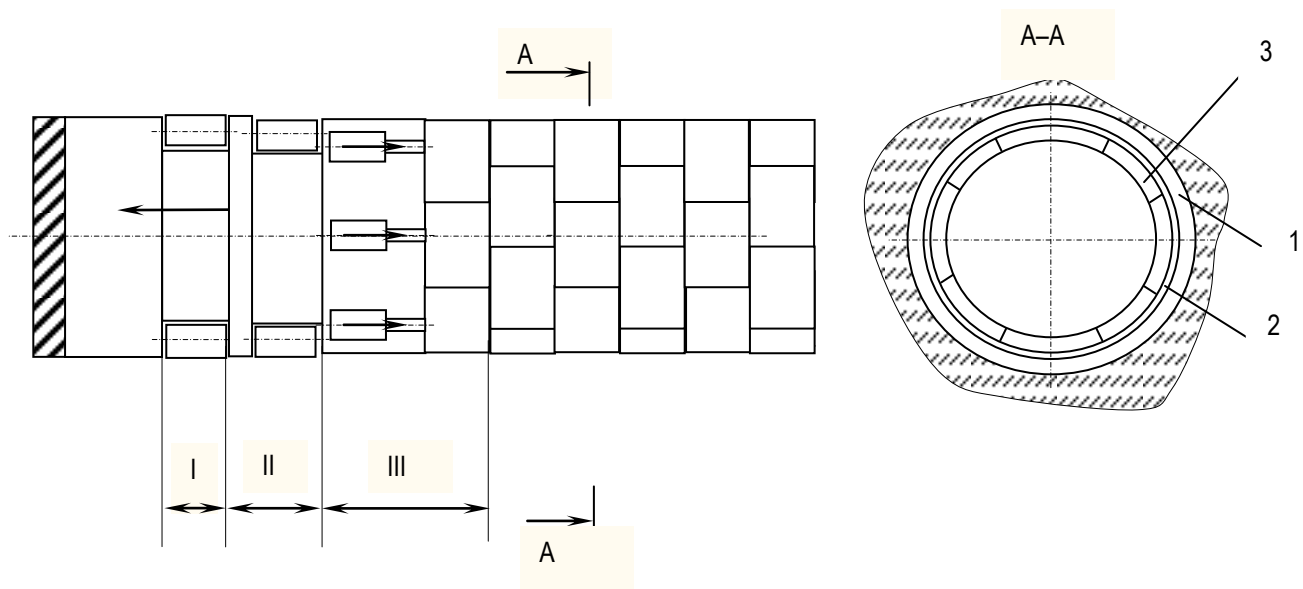


Рис. 7.8. Схема утворення кріплення з ущільненням закріпного простору тунелю

Впровадження наведених схем не потребує суттєвої зміни конструкцій прохідницьких машин при установці роликів формуючих секцій, які можуть бути розміщені між обладнанням для розробки масиву і секцією щитових домкратів.

Основною перевагою щитового способу проходки є відсутність тимчасового кріплення, роль якого виконує щит, що значно підвищує безпеку виконання робіт при високих швидкостях зведення кріплення. Особливістю використання роликового ущільнення приконтурного ґрунтового шару є утворення зони породного відслонення (проліт незакріпленої гірничої виробки) на довжину роликового робочого органу шляхом розкриття частини щита. Ширина зони породного відслонення залежить від категорії стійкості породи (СНиП II-94-80 "Подземные горные

выработки”) і суттєво впливає на продуктивність процесу ущільнення (розділ 4).

Технологічна схема розташування роликів формуючих секцій, яка дозволяє утворити пошарове монолітне кріплення показана на рис. 7.9. Процес зведення обробки складається з двох етапів: етап I – ущільнення приконтурного ґрунтового масиву з утворенням шару ущільненого ґрунту 1; етап III – ущільнення шару будівельної суміші 2.

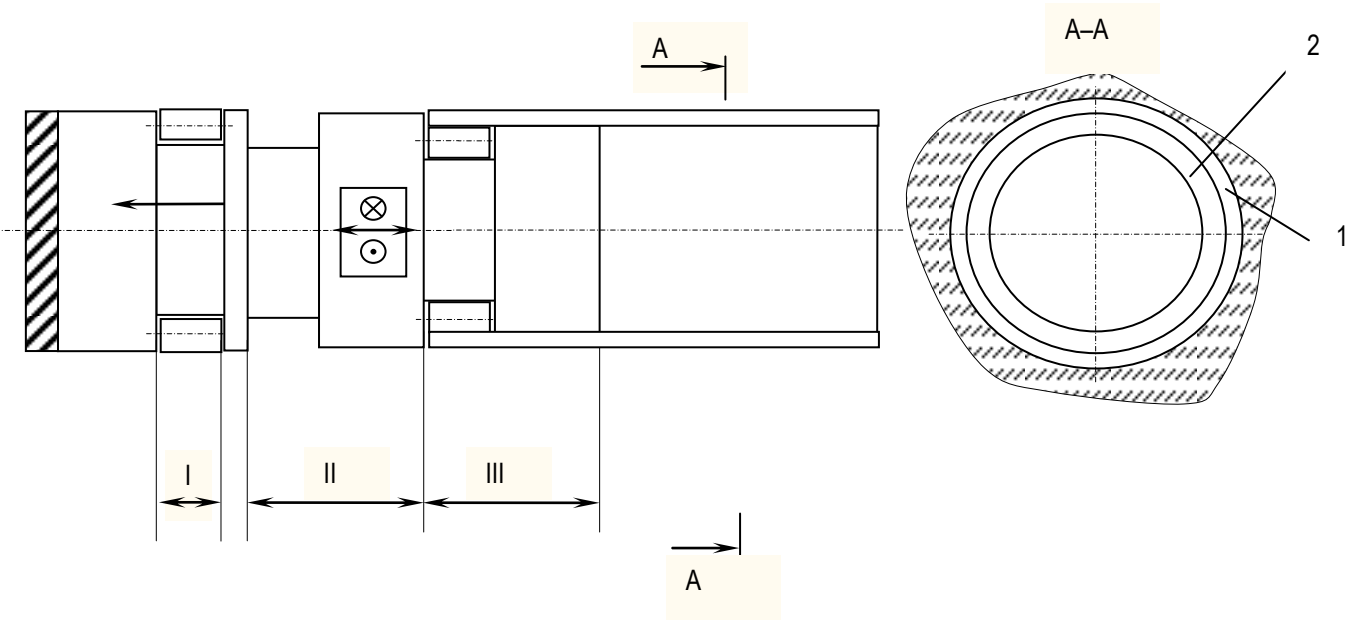


Рис. 7.9. Схема утворення монолітного обробки тунелю

Застосування роликового ущільнення ґрунтового шару і шару бетонної суміші закріпного простору тунелю для забезпечення контакту зі збірною обробкою передбачає усадку свіжевідформованих елементів на товщину хвостової захисної оболонки щита (< 30 мм). Деформація від конвергенції відформованих елементів обробки становить близько 0,01, що з гарантованим запасом знаходиться в межах пружних деформацій ґрунтів і бетонів.

Особливістю даного рішення є необхідність застосування для переміщення в напрямі забою гріперної секції внаслідок неможливості використання для опори щитових домкратів свіжосформованого монолітної бетонної обробки.

Аналіз розв’язків контактних задач взаємодії ґрунтових і бетонних сумішей з роликівими робочими органами і практика роликового ущільнення свідчить про зростання ущільнюючих тисків і глибини обробки зі збільшенням радіуса ролика. Проте значне збільшення розмірів робочих органів через обмеженість простору підземних виробок є недоцільним. Крім того, ефективна глибина шару, ущільненого поверхневими методами, обмежена значеннями оптимальних ущільнюючих тисків і знаходиться в межах 250–300 мм. Аналіз варіантів параметрів формованих середовищ і параметрів силового впливу свідчить про те, що найбільші значення тисків і глибин ущільнення при найменших масогабаритних параметрах роликівих

органів виникають за умови, коли товщина оброблюваного шару і радіус робочого органа однакові.

7.5. Застосування програмного забезпечення PLAXIS і Solid Works для моделювання напружено-деформованого стану приконтурного ґрунтового шару тунелю

Розв'язання деформаційних задач геомеханіки під дією різних типів навантаження з урахуванням контактних особливостей взаємодії кріплення з прилеглим масивом на основі припущення лінійного зв'язку деформації і напружень дозволяє використати методи теорії пружності [156–158]. Серед різних чисельних методів розв'язання задач теорії пружності найбільш досконалим є метод скінченних елементів (МСЕ) [159–162], що зумовило появу низки потужних інженерних зарубіжних (Solid Works, PLAXIS, ABAQUS, ANSYS, ZSOIL) і вітчизняних (ПК Ліра, ПК Мономах) програмних комплексів. Розвиток математичного апарату МСЕ і розрахункових засобів дозволяє розв'язувати тривимірні задачі геомеханіки в нелінійній постановці.

Основна ідея МСЕ при розв'язанні задач геомеханіки полягає в тому, що безперервний простір елементів розгляданої системи апроксимують дискретними моделями, які будуються з кінцевого числа ступенів свободи, тобто здійснюється дискретизація системи на окремі елементи, з'єднані між собою у вузлах. Вважається, що робота скінченного елемента достатньо вивчена і являє собою залежність між значеннями зміщень елементів і зусиль у вузлах. При цьому висувається гіпотеза щодо мінімуму потенційної енергії системи в стані стійкої рівноваги. Розв'язанням задачі визначення напружено-деформованого стану континуальної системи методом скінченних елементів буде такий напружено-деформований стан дискретизованої системи, при якій задовольняються умови сумісності і рівноваги.

Серед програмних продуктів, які використовують МСЕ, слід виділити Solid Works і PLAXIS як програмні оболонки, що вигідно відрізняються простим, призначеним для користувача інтерфейсом, можливістю використовувати експериментально визначені фізико-механічні характеристики ґрунтів, високою точністю розрахунків і дуже доступною ціною.

Основними спільними етапами дослідження напружено-деформованого стану прилеглого ґрунтового шару і елементів обробки МСЕ є:

- побудова геометричної моделі;
- задання властивостей матеріалів;
- моделювання граничних умов;
- створення сітки скінченних елементів і матриці жорсткості;
- розв'язання системи рівнянь (знаходження переміщень вузлів);
- знаходження напружень і деформацій сітки скінченних елементів.

Для моделювання поведінки прилеглого ґрунтового масиву та елементів обробки при різних варіантах реалізації роlikової технології зведення тунелю при дії на нього постійних, тимчасових навантажень і впливів використано модель Мора–Кулона (Mohr–Coulomb Model), яка найкраще підходить для опису поведінки ґрунтів, і пружну модель Гука (Hook Model), які застосовано в програмних комплексах відповідно Solid Works і PLAXIS. Значення фізико-механічних параметрів ґрунтів вибирались з даних, отриманих при дослідженні міцнісних і деформаційних характеристик оброблюваних середовищ і паспортних даних типового проекту будівництва тунелю. Два варіанти розв’язання в різних програмних комплексах дозволить уникнути неточностей при моделюванні різних типів деформацій, які виникають при навантаженні конструкції, шляхом перевірки отриманих значень параметрів напружено-деформованого стану.

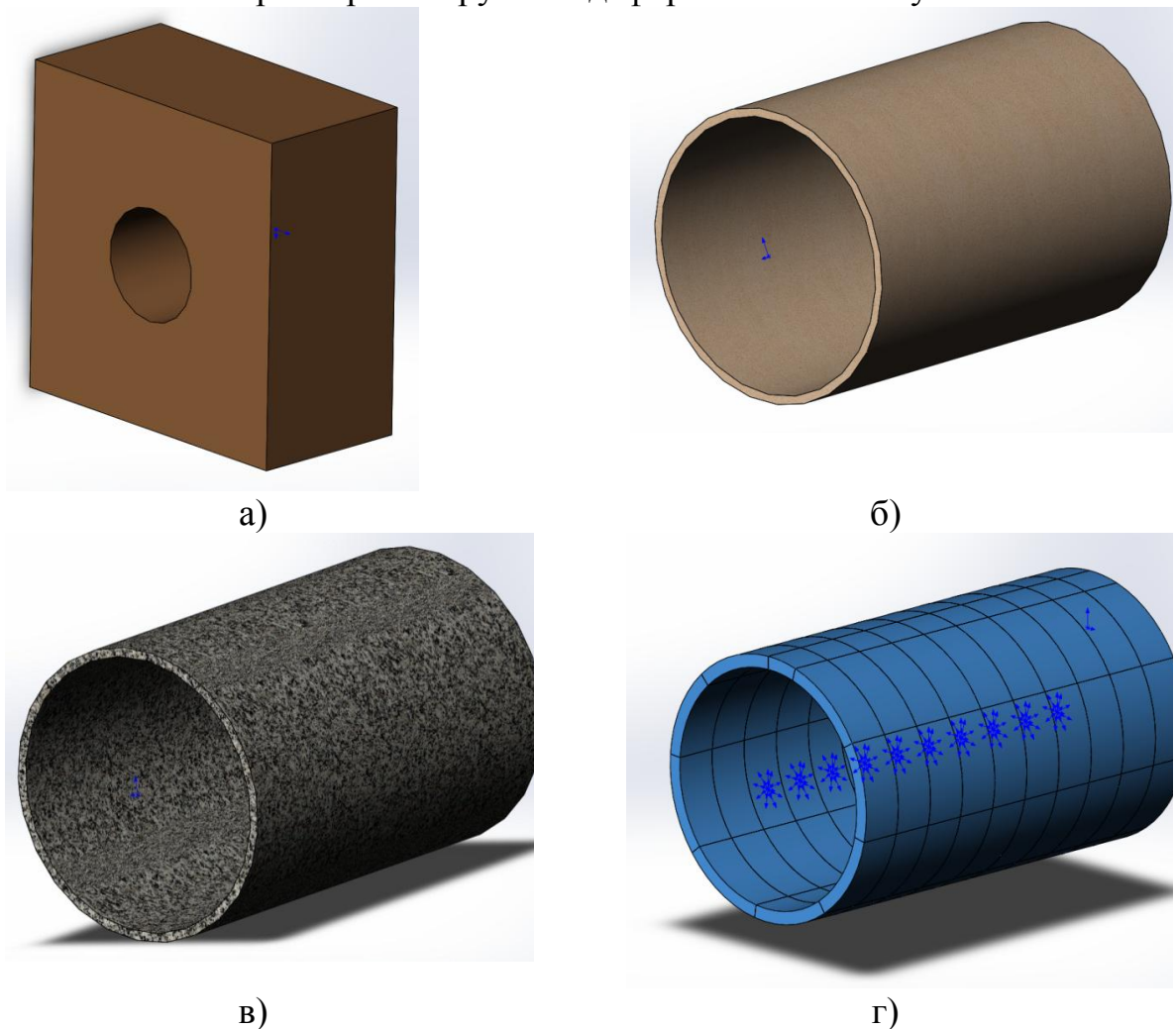


Рис. 7.10. Геометричні моделі елементів обробки: *а* – ґрунтовий масив; *б* – ущільнений ґрунтовий шар; *в* – бетон закріпного простору; *г* – збірна обробка

Для кожного варіанта обробки тунелю побудовано геометричні моделі в різних форматах: 3D (Solid Works, Simulation) і 2D (PLAXIS). Геометрична модель – це зображення реальної тривимірної задачі, яка визначається

розмірами утворених нових шарів ґрунту, бетону і збірної обробки. Для отримання достовірних даних геометрична модель повинна включати чіткий розподіл ґрунтів окремими шарами, конструктивні елементи обробки, етапи будівництва і навантаження. Визначення реальних абсолютних значень параметрів напружено-деформованого стану методом скінченних елементів ускладнюється необхідністю ідеалізації властивостей елементів розрахункових схем, зміною реальних геологічних умов і навантажень як уздовж траси, так і в часі, що практично унеможливлює отримання достовірних значень напружень і деформацій і дозволяє виконати лише якісний аналіз шляхом порівняння отриманих рішень при різних способах зведення тунелю.

На рис. 7.10 зображено геометричні моделі елементів досліджуваної системи. Розміри збірної обробки відповідають проекту зведення тунелю щитом фірми “Herrenknecht AG” S-402: зовнішній діаметр 6100 мм, внутрішній – 5500 мм. Сумарна товщина закріпного простору 260 мм, відповідно зовнішній діаметр 6360 мм. Глибина ущільненого ґрунтового шару склала 200 мм.

Збірна обробка тунелю зображена як сукупність окремих елементів (тубінгів) з характеристиками залізобетону марки М300, що дозволяє розглядати її як об'ємний елемент з заданою товщиною (табл. 7.3). Характеристики ґрунту в природному стані наведено в табл. 7.4

Таблиця 7.3

Характеристики залізобетонної обробки

Одиниці вимірювання		Значення
Type		Non-porous
\square_{unsat}	[kN/m ³]	24,00
\square_{sat}	[kN/m ³]	24,00
k_x	[m/day]	0,000
k_y	[m/day]	0,000
e_{init}	[-]	0,500
c_k	[-]	1E15
E_{ref}	[kN/m ²]	21400000,00
\square	[-]	0,200
G_{ref}	[kN/m ²]	8916666,667
E_{oed}	[kN/m ²]	23777777,778
E_{incr}	[kN/m ² /m]	0,00
y_{ref}	[m]	0,000
R_{inter}	[-]	1,000
Interface permeability		Impermeable

Характеристики ґрунтового масиву

Одиниці вимірювання		Суглинок
Type		Drained
\square_{unsat}	[kN/m ³]	18,00
\square_{sat}	[kN/m ³]	19,50
k_x	[m/day]	0,000
k_y	[m/day]	0,000
e_{init}	[-]	1,000
c_k	[-]	1E15
E_{ref}	[kN/m ²]	9000,000
\square	[-]	0,350
G_{ref}	[kN/m ²]	3333,333
E_{oed}	[kN/m ²]	14444,444
c_{ref}	[kN/m ²]	17,00
\square	[°]	17,00
\square	[°]	0,00
E_{inc}	[kN/m ² /m]	659,77
y_{ref}	[m]	0,000
$c_{\text{increment}}$	[kN/m ² /m]	0,00
$T_{\text{str.}}$	[kN/m ²]	0,00
$R_{\text{inter.}}$	[-]	1,00
Interface permeability		Neutral

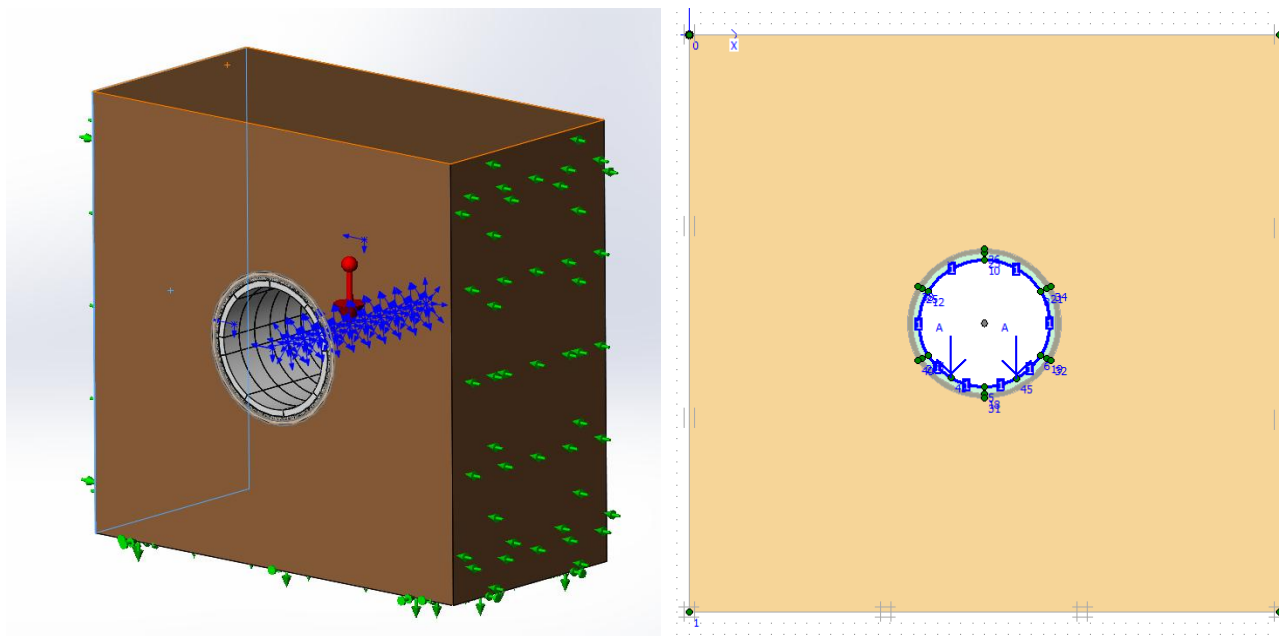


Рис. 7.11 Схеми закріплення і навантаження елементів системи

Розрахункова модель дозволяє визначити переміщення елементів обробки при постійному навантаженні, що дозволить встановити категорію стійкості породи [160,163-165, 166].

Задання основних постійних, тимчасових навантажень і впливів проводилось за рекомендаціями ДБН В.2.3-14:2006 «Мости і труби» (СНиП 2.05.03-84), ДБН В.2.3-7-2003 «Метрополітени» (СНиП II-40-80), відповідно до яких досліджувана система розглядалась у гравітаційному полі, що створює вертикальне і горизонтальне напруження ґрунту, силу ваги елементів конструкції. Тимчасові навантаження від рухомого складу з кожної колії – у вигляді поїзда розрахункової довжини, що складається з чотиривісних вагонів загальною вагою кожного завантаженого вагона 588 кН. Схеми закріплення і навантаження елементів системи наведено на рис. 7.11. Контур ґрунтового масиву в розрахункових схемах закріплено знизу абсолютно жорстко, а бічні поверхні мають можливість вертикального переміщення (тип з'єднання – рухома опора).

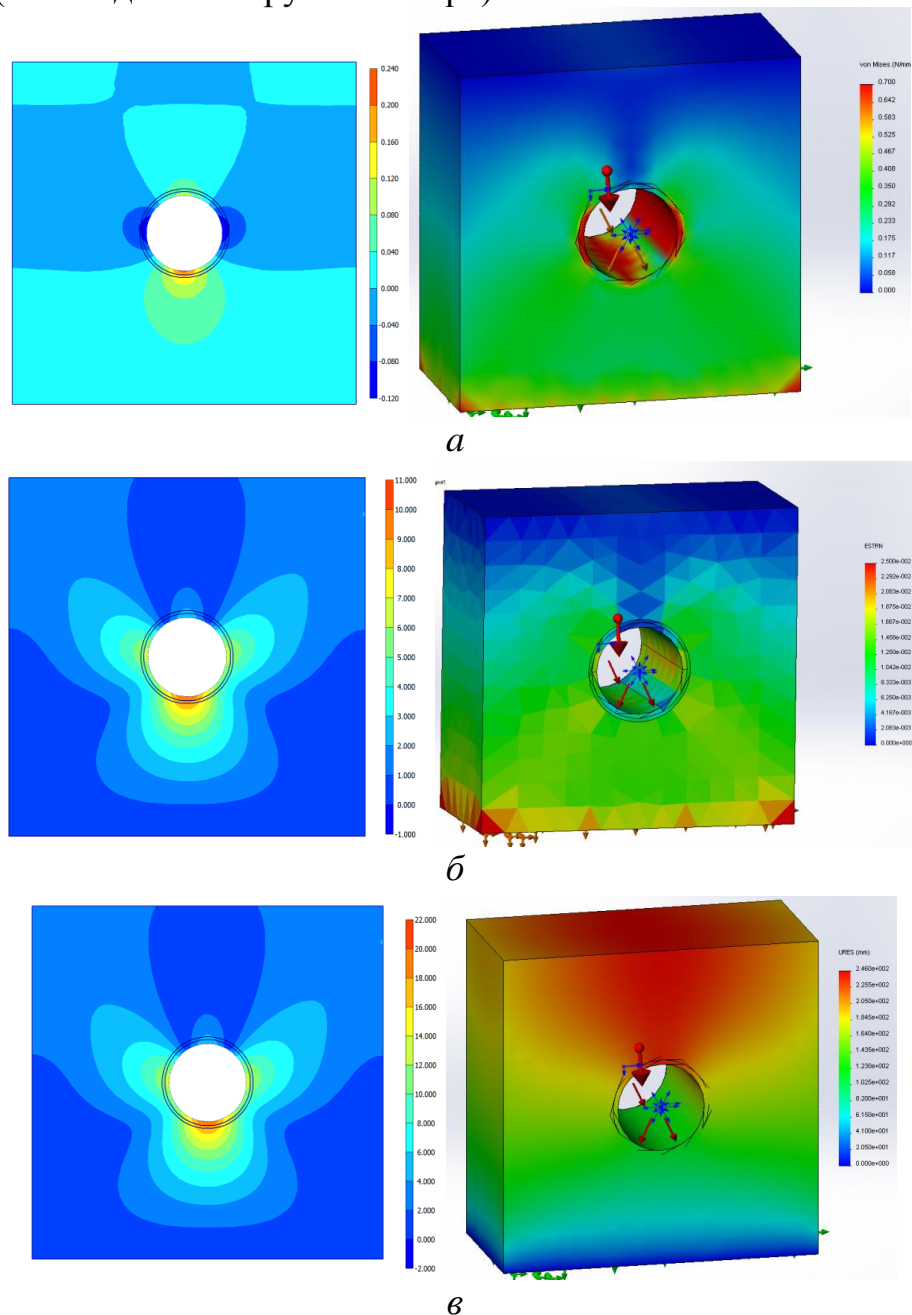


Рис. 7.12. Розподіл напружень (*a*), деформації (*б*) і переміщень (*в*) схеми спорудження тунелю без ущільнення

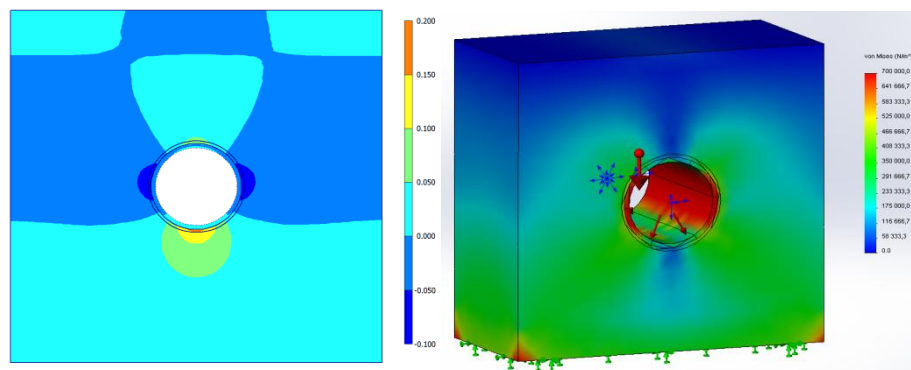
Для порівняння варіантів реалізації запропонованої роликової технології без суттєвої зміни геометричних параметрів контактуючих поверхонь вибрано три схеми:

- типовий проект зведення збірної обробки тунелю;
- роликове ущільнення закріпного простору тунелю зі збірною обробкою;
- комбінація ущільнення прилеглого ґрунтового контуру та закріпного простору тунелю.

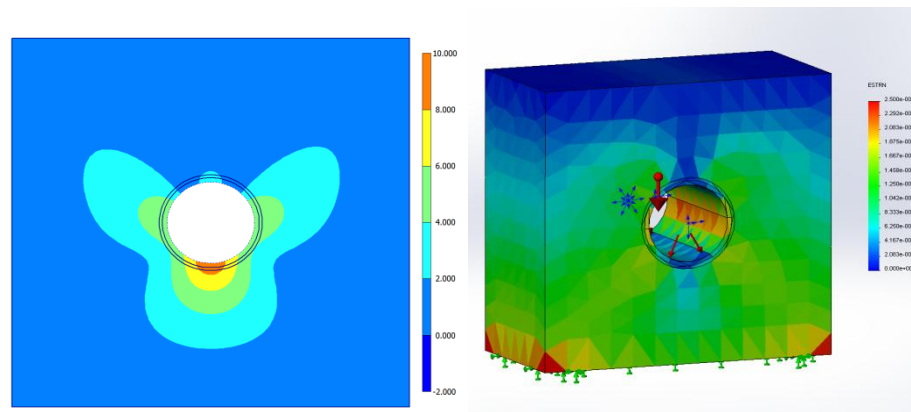
Розподіл тисків, деформацій і переміщень у просторі ґрунтового масиву і в елементах обробки без ущільнення визначені двома способами зображено на рис. 7.12 (зліва рішення PLAXIS, справа – Solid Works).

Отримані картини напружено-деформованого стану і переміщень досліджуваних систем в цілому відповідають розподілам, визначеним аналітично в фундаментальних роботах в області геомеханіки [156-158, 163-165], що підтверджує можливість використання цих методів для аналізу впливу застосування роликового ущільнення на поведінку ґрунтового масиву.

Напружено-деформований стан масиву при ущільненому закріпному просторі тунелю зі збірною обробкою зображено на рис. 7.13.



a



б

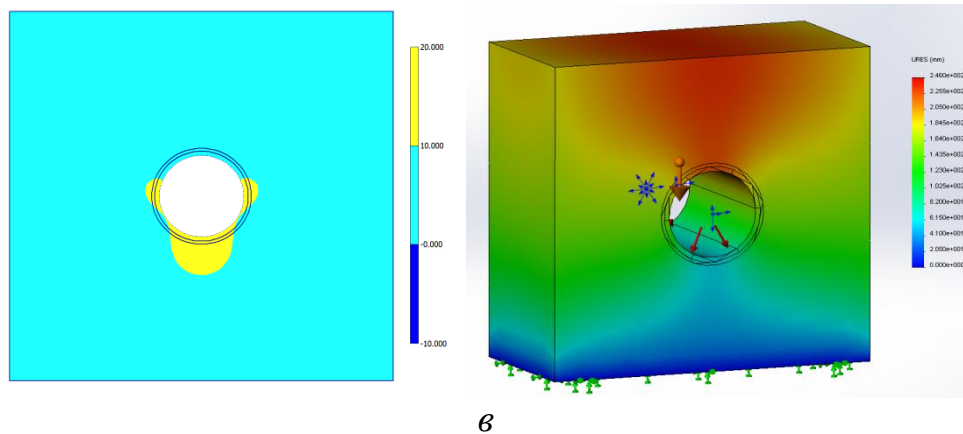


Рис. 7.13. Розподіл напружень (а), деформації (б) і переміщень (в) при застосуванні схеми будівництва з ущільненим шаром бетону закріпного простору

Порівняння різних способів зведення тунелю (рис. 7.12 і 7.13) дозволяє зробити висновок, що у випадку ущільнення будівельної суміші закріпного простору тунелю інтенсивність напружень, деформацій і переміщень від дії навантажень зменшується.

Напруження і деформації ґрунтового шару зменшуються в середньому в 1,5 рази з максимальним зменшенням у зоні дії тимчасових навантажень (в 4 рази). Осадка тунелю у випадку пружної постановки задачі зменшується в 2,5 рази, що пов'язано з перерозподілом напружень і деформацій внаслідок підвищення жорсткості конструкції за рахунок зміцнення шару бетону навколо збірної обробки. При моделюванні ґрунту пластичною моделлю Кулона-Мора меншу різниця в отриманих результатах менша і становить близько 15 %.

Результати наступного етапу досліджень впливу роликового ущільнення на взаємну поведінку обробки і ґрунтового масиву при ущільненні шару бетонної суміші закріпного простору тунелю і прилеглого шару показані на рис. 7.14. Отримані значення напружень і деформацій при розв'язанні задачі у пружній постановці (Solid Works) практично збігаються з попередніми результатами (менші на ~10 %) (рис. 7.12, 7.13). Проте розв'язок задачі з використанням пластичної моделі свідчить про суттєву різницю отриманих результатів з попередніми двома розрахунковими схемами. При порівнянні результатів, наведених на рис. 7.11, 7.13, видно, що напруження зменшились на 45%, а переміщення – у більш ніж 11 разів; з порівняння рис. 7.11 і 7.13 випливає, що напруження зменшились на 40%, а деформації – у більш ніж 10 разів. Переміщення контуру обробки зменшились на 27 % і 20% порівняно з попередніми схемами зведення тунелю. Суттєва різниця в отриманих результатах пояснюється тим, що програмний комплекс PLAXIS враховує пластичний характер деформацій ґрунтового шару, що виникають при його контактній взаємодії з кріпленням. Враховуючи цю особливість, можна стверджувати про перехід пластичних

деформацій контактуючого контуру ґрунту в пружні внаслідок збільшення площі контактуючої поверхні (на 7%) за рахунок утвореного шару ущільненого ґрунту.

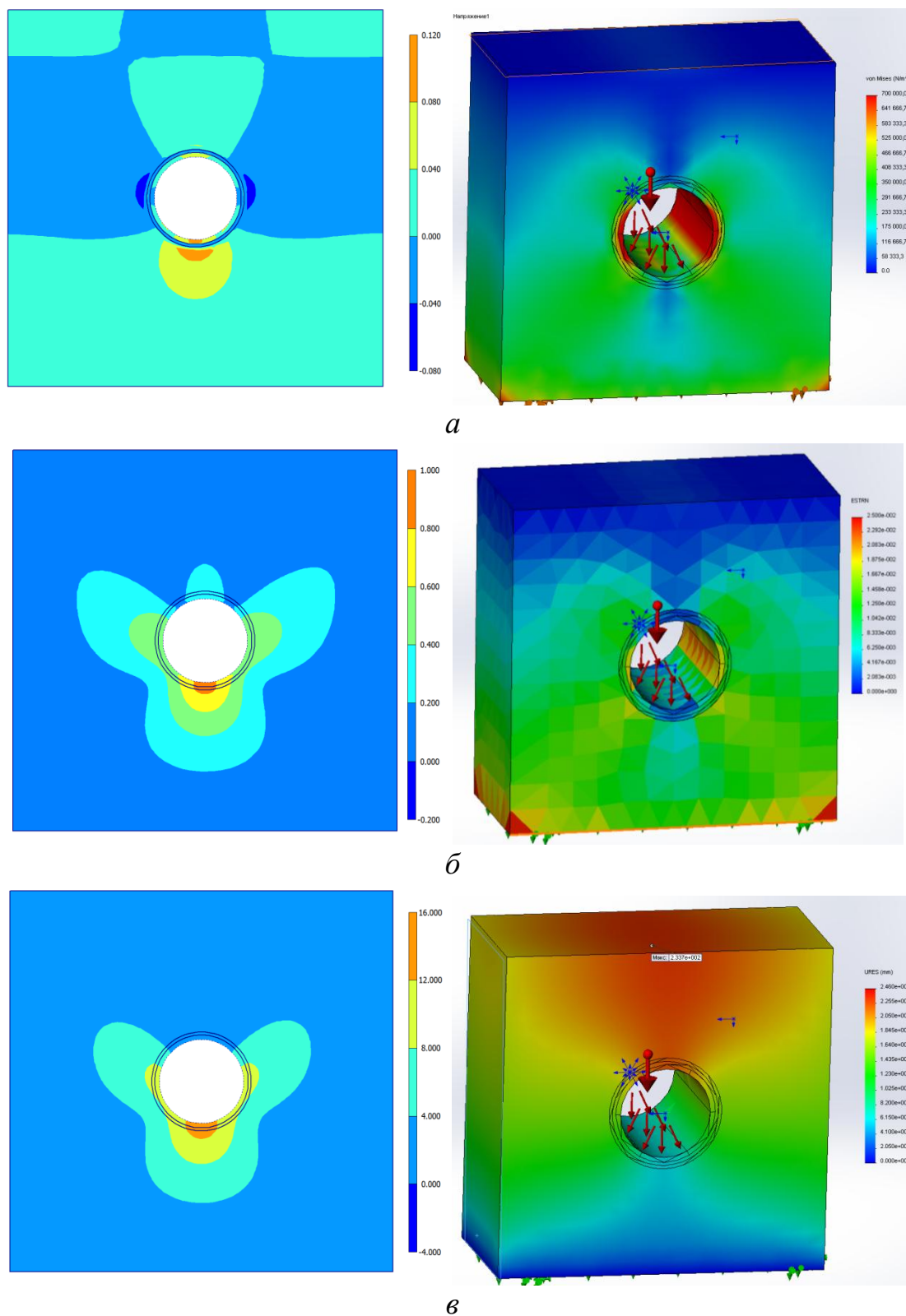


Рис. 7.14. Розподіл напружень (а), деформації (б) і переміщень (в) при застосуванні схеми будівництва з ущільненням закріпного простору і шару прилеглого ґрунту

Одним з інтегральних критеріїв, які характеризують категорію стійкості, є осадка поверхні покрівлі незакріпленої виробки при дії постійних навантажень (СНиП II-94-80), що дозволяє визначити ефективність роликового ущільнення прилеглого контуру тунелю, використовуючи загальноприйняту класифікацію.

З метою визначення осадки поверхні покрівлі незакріпленої виробки проведено дослідження прилеглого ґрунтового масиву незакріпленої виробки при дії постійних навантажень без ущільнення і з роликовим ущільненням прилеглого контуру MCE (SolidWorks) (рис. 7.15).

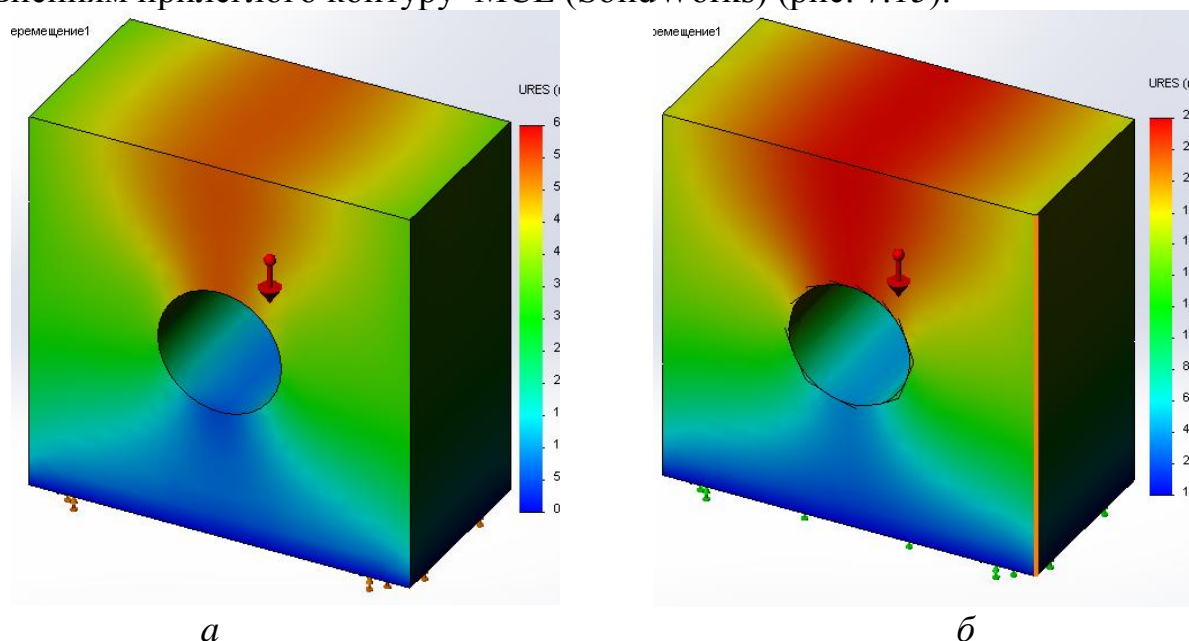


Рис. 7.15. Схема розподілів переміщень ґрунтового масиву без ущільнення (а) і з ущільненням (б) прилеглого контуру

Результати дослідження поведінки ґрунтового масиву у відношенні їх стійкості підтверджують їх приналежність до категорії дуже нестійких осадових порід, які потребують суттєвих заходів щодо їх закріплення (рис. 7.15, а). Застосування роликового ущільнення прилеглого контуру тунелю значною мірою змінює розподіл переміщень у бік зменшення (на 90 %), що переводить оброблений ґрунт з дуже нестійких (IV категорія) в нестійкі (III) і дозволяє аналогічно випадку торкретування поверхні виробок, яке супроводжується зміною властивостей породи, зменшити на 50 мм товщину обробки. Зменшення товщини обробки для розглянутого типу обробки забезпечить економію бетону $0,95 \text{ м}^3$ на один метр спорудження тунелю, що в поєднанні з застосуванням жорстких сумішей (В/Ц = 0,3) для закріпного простору дасть сумарний економічний ефект, який становить понад 1740 грн на один метр спорудження тунелю лише за рахунок економії матеріалів (без урахування накладних витрат).

7.6. Встановлення робочих параметрів роlikової секції для формування геотехнічних властивостей приконтурного шару і обробки тунелю

Процес формування геотехнічних властивостей приконтурного шару тунелю роlikовим ущільненням може бути реалізований у дисперсних і техногенних зв'язних мінеральних ґрунтах з вмістом глинистих частинок до 40% при будівництві комунікаційних тунелів закритим і напівзакритим способом за допомогою механізованих прохідницьких щитів з роторним і екскаваторним робочим органом з виконанням заходів зі зниження рівня ґрунтових вод. Застосування цієї технології ущільнення для ґрунтів з більшим вмістом глинистих частинок вимагає істотного збільшення витрати в'язучих компонентів.

Продуктивність роlikової формуючої секції в загальному випадку визначається за формулою

$$\Pi = V_m S_{\text{ш}} \quad (7.1)$$

де V_m – швидкість руху роlikової секції; $S_{\text{ш}}$ – площа ґрунтобетонного шару.

Швидкість руху роlikової секції синхронізована з процесами розробки ґрунтового масиву і робіт, пов'язаних зі зведенням обробки тунелю.

Площа ґрунтобетонного шару $S_{\text{ш}}$ (рис. 6.10):

$$S_{\text{ш}} = \frac{\pi((D_{\text{вир}} + 2\Delta h)^2 + D_{\text{вир}}^2)}{4}, \quad (7.2)$$

де $D_{\text{вир}}$ – діаметр виробки; Δh – глибина обробки приконтурного масиву тунелю.

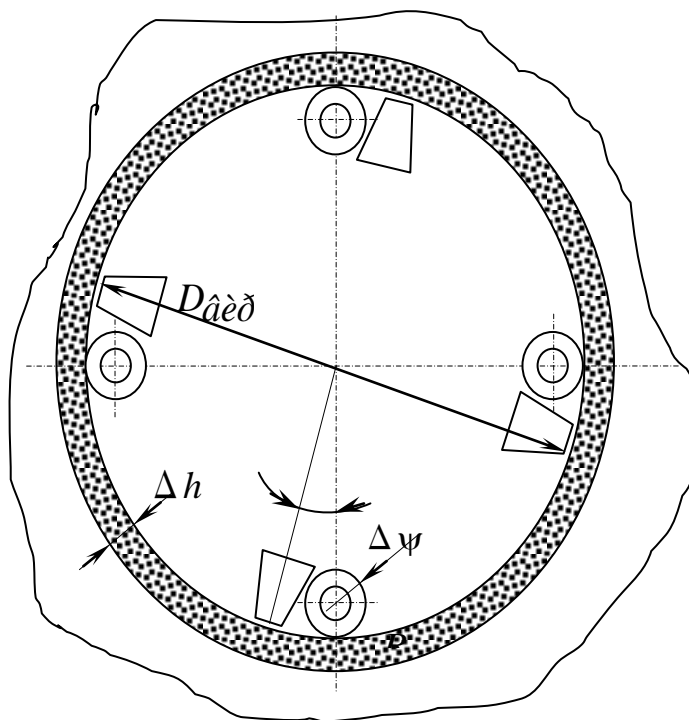


Рис. 7.16. Схема формування приконтурного шару тунелю

Визначимо кількість проходів для досягнення необхідної щільності ділянки тунелю довжиною L робочого органа, яка змінюється від початкового значення щільності ρ_1 до граничної щільності ρ_0 . Довжина робочого органа обмежена шириною максимально можливого відслонення породи. Враховуючи це, об'єм пухкої ґрунтової суміші, необхідний для формування ділянки, дорівнює

$$V'_{\text{сум}} = V_{\text{ш}} \frac{\rho_0}{\rho_1}, \quad (7.3)$$

де $V_{\text{ш}}$ – об'єм шару суміші довжиною L , який дорівнює:

$$V_{\text{ш}} = LS_{\text{ш}}. \quad (7.4)$$

Об'єм ґрунтової суміші, що подається в результаті дії роликів V_p^u :

$$V_p^u = \sum_{i=1}^n h L l_p n_p, \quad (7.5)$$

де h – висота підсипаного шару, яку захоплює циліндричний ролик; n_p – кількість роликів; n – кількість проходів; l_p – хід ролика за один оберт, який дорівнює:

$$l_p = \pi(D_{\text{вир}} - 2R) \quad (7.6)$$

Висота підсипаного шару при достатньо великих значеннях куту захвату ($> 25^\circ$) може поступово зменшуватись, що приводить до її зсуву у напрямку руху робочого органу і приводить до виникнення додаткових змінних дотичних тисків у верхніх прошарках ущільнюваного елементу, що в свою чергу спричиняє появу таких негативних явищ, як хвилеутворення і розшарування. Для забезпечення сталого процесу роликового ущільнення необхідно витримувати умови, при яких висота підсипаного шару змінюється мінімально. Постійна висота підсипаного шару може бути досягнута шляхом забезпечення кута захвату близько 15° :

$$h = R(1 - \cos\varphi).$$

Підставивши вирази (7.2–7.4, 7.6) у вираз (7.5), знайдемо кількість проходів роликів n^e , необхідну для ущільнення першої зони, після чого роликів формуюча секція починає свій рух відносно ґрунтового масиву:

$$n^e = \frac{((D_{\text{вир}} + \Delta h)^2 - (D_{\text{вир}})^2)(1 - k)}{4R(1 - \cos(\varphi))D_{\text{вир}}k},$$

де k – коефіцієнт ущільнення,

$$k = \frac{\rho_1}{\rho_0}.$$

Кількість ґрунтової суміші, необхідна для процесу формування геотехнічних властивостей, визначається за формулою

$$V_e = \frac{\pi((D_{\text{вир}} + \Delta h)^2 - (D_{\text{вир}})^2)L}{4k}.$$

Необхідна кутова швидкість обертання роликового формуючого ротора:

$$\omega = V_T \frac{\pi (D_{\text{вир}} + \Delta h)^2 - (D_{\text{вир}})^2}{7,2 \times 10^3 n_p R (1 - \cos(\varphi)) D_{\text{вир}} Lk}.$$

Отримане значення кутової швидкості ω перевіряється за умови подачі суміші відцентровою силою $F_{\text{від}}$:

$$F_{\text{від}} > F_g, \quad (7.7)$$

де $F_g = mg$ – сила тяжіння.

Відцентрова сила $F_{\text{від}}$:

$$F_{\text{від}} = m\omega^2 (D_{\text{вир}} - 2R). \quad (7.8)$$

Підставивши (7.8) в (7.7), отримаємо мінімальне значення кутової швидкості обертання роликового формуючого ротора:

$$\omega > \sqrt{\frac{2g}{D_{\text{вир}} - 2R}}.$$

Глибину шару ущільненого ґрунтового масиву Δh можна визначити, якщо відома висота зони сповільненої деформації (ядра ущільнення) h_1 і зони розвиненої пластичної деформації h_2 :

$$\Delta h = h_1 + h_2.$$

Висота зони сповільненої деформації h_1 дорівнює висоті $h_x(\gamma)$ ядра ущільнення:

$$h_1 = R \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_\tau}{2}\right) (\varphi - \gamma).$$

Висота зони розвиненої пластичної деформації h_2 визначається в залежності від складу ґрунту, розмірів і швидкості робочого органа. На початковому етапі розрахунку h_2 може бути визначена без урахування швидкості робочого органа (табл. 7.5).

Висота зони розвиненої пластичної деформації з урахуванням швидкості формування:

$$h_2 = k_v h'_2,$$

де k_v – поправочний коефіцієнт, що враховує швидкість руху робочих органів, визначену за результатами досліджень, $k_v = 1 + 0,088V$; h'_2 – зона розвиненої пластичної деформації без урахування в'язких властивостей середовища.

Процес ущільнення прилеглого ґрунтового контуру реалізується шляхом обертання роликового формуючого ротора прохідницького щита (рис. 7.7–7.9). Серед основних складових опору обертання формуючого ротора можна виділити дві основні складові:

– опір переміщенню робочого органу, викликаний реакцією середовища;

– опір переміщенню розподільних рукавів відносно відформованої поверхні.

Таблиця 7.5

Висота зони розвиненої пластичної деформації

Вміст глини Γ , %	Вологість W , %	Радіус робочого органа R , м	Висота h'_2 , м
10	14	0,2	0,127
		0,3	0,211
		0,4	0,267
	18	0,2	0,124
		0,3	0,17
		0,4	0,215
20	14	0,2	0,09
		0,3	0,131
		0,4	0,171
	18	0,2	0,087
		0,3	0,113
		0,4	0,151
30	14	0,2	0,05
		0,3	0,06
		0,4	0,078
	18	0,2	0,045
		0,3	0,056
		0,4	0,071

Сила, необхідна на переміщення роликового робочого органа, може бути визначена за умови відомого розподілу контактної тиску $p(\varphi, y)$ і закону тертя [167]. Для випадку роликового ущільнення приконтурного шару тунелю ця сила визначається залежністю

$$Q_{zp} = \int_0^{L_{\varphi_{np}}} \int_0^{L_{\gamma}} p(\varphi, y) \cos(\varphi) d\varphi dy + \int_0^{L_{\gamma}} \int_0^{L_{\varphi}} \mu R p(\varphi, y) \cos(\varphi) d\varphi dy + \\ + \int_0^{L_{\varphi_{np}}} \int_0^{L_{\gamma}} \mu R p(\varphi, y) \cos(\varphi) d\varphi dy.$$

Для визначення опору переміщення робочих органів різної довжини зручно використовувати питоме значення зусилля на переміщення q_{zp} :

$$q_{zp} = \frac{Q_{zp}}{L}.$$

Питомі зусилля на переміщення роликових робочих органів при формуванні прилеглого ґрунтового шару, отримані на основі проведених досліджень, наведено в табл. 7.6.

Таблиця 7.6

Питоме горизонтальне зусилля

Вміст глини Γ , %	Вологість W , %	Радіус робочого органа R , м	Питоме горизонтальне зусилля $q_{\text{гр}}$, Н/м
10	14	0,2	22590
		0,3	37530
		0,4	47490
	18	0,2	22060
		0,3	30240
		0,4	38240
20	14	0,2	16010
		0,3	23300
		0,4	30420
	18	0,2	15480
		0,3	20100
		0,4	26860
30	14	0,2	8890
		0,3	10670
		0,4	13870
	18	0,2	8000
		0,3	9960
		0,4	12630

Питоме значення зусилля q на переміщення роликів робочих органів при ущільненні монолітної обробки тунелю при однаковій товщині шару обробки і радіуса робочого органу наведено в табл. 7.7.

Таблиця 7.7

Питоме горизонтальне зусилля q , Н/м

Вологість W , %	Товщина кріплення, м						
	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5
6	3648	3320	2996	2668	2504	2340	2180
7	3344	3044	2744	2448	2296	2148	1996
8	3040	2768	2496	2224	2088	1952	1816
9	2736	2492	2248	2004	1880	1756	1636
10	2432	2216	1996	1780	1672	1564	1456
11	2128	1940	1748	1560	1464	1368	1272
12	1824	1660	1500	1336	1256	1172	1092

Сила опору переміщенню розподільних рукавів відносно відформованої поверхні приконтурного ґрунтового шару:

$$Q_{\text{т}} = f p S_{\sigma},$$

де f – коефіцієнт тертя суміші по поверхні приконтурного ґрунтового шару; p – середній тиск суміші на відформовану поверхню; S_ϕ – площа перерізу розподільного рукава, $S_\phi = BL$.

При обертанні ротора осі розподільних рукавів змінюють своє положення відносно напрямку дії сили ваги, що приводить до зміни тиску. Максимального значення тиск набуває в нижній точці при збігу напрямків дії відцентрової сили і сили ваги, яке мінімальне у верхній точці, в якій вказані сили протидіють одна одній (рис. 7.17). З урахуванням цього тиск суміші на відформовану поверхню при рівності прискорень відцентрової сили і сили ваги:

$$p(\Delta\psi) = 2\rho_1 g R (1 + \cos(\Delta\psi)),$$

Де $\Delta\psi$ – кут між напрямком дії сили ваги і віссю розподільного бункера.

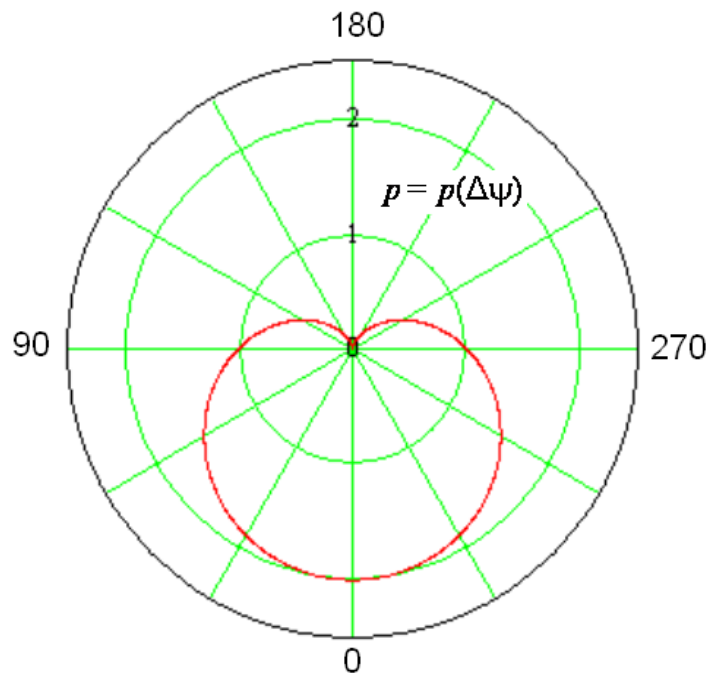


Рис. 7.17. Зміна тиску за один оберт

Середній тиск за один оберт формуючої секції:

$$p = \frac{\int_0^{2\pi} p(\Delta\psi) d\psi}{2\pi} = 2\rho_1 g R. \quad (7.9)$$

Крутний момент, необхідний для обертання роликової формуючої секції:

$$M = M_p + M_t,$$

де M_p – крутний момент, необхідний для переміщення роликових робочих органів:

$$M_p = n_p Q \left(\frac{D_{вир}}{2} - R \right),$$

де M_T – момент, необхідний для подолання сил тертя, які виникають при переміщенні розподільних рукавів:

$$M_m = n_p D_{вир} f \rho_1 g R B L,$$

Потужність, потрібна для обертання роlikової формуючої секції без урахування опору тертю по напрямним визначається за формулою

$$N = \omega M.$$

При утворенні шару ущільненого ґрунту в прилеглому масиві матиме місце зменшення інтенсивності тангенціальних нормальних напружень за рахунок збільшення площі контакту обробки з ґрунтовим масивом. Інтенсивність напружень у гідростатичному полі напружень становить:

$$\sigma_r = \gamma H \left(1 + \frac{D_{вир}^2}{4r^2} \right),$$

де r – відстань від центра тунелю.

Відповідно відносне зменшення тисків при порівнянні масиву без обробки і з обробкою прилеглого шару:

$$\Delta\sigma = \left(\frac{(D_{вир} + 2\Delta h)^2}{D_{вир}^2 + 2D_{вир} \Delta h + 2\Delta h^2} - 1 \right) \times 100\%. \quad (7.10)$$

З виразу (7.10) випливає, що залежність відносного зменшення тисків від глибини обробки прилеглого контуру наближена до лінійної (рис. 7.18).

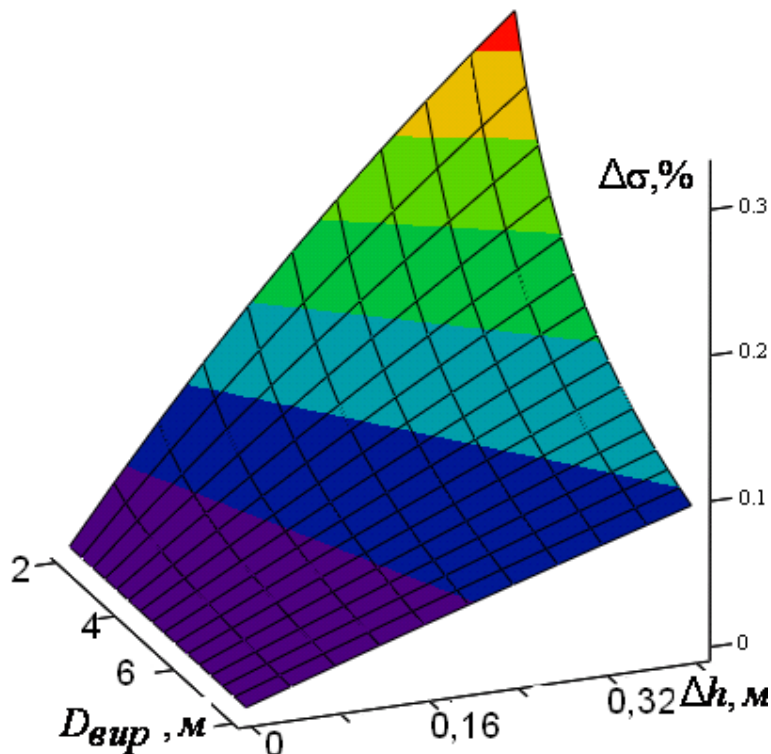


Рис. 7.18. Залежність тисків від діаметра виробки і глибини обробленого шару

Основні параметри роlikової формуючої секції для ущільнення матеріалів монолітної обробки Аналогічно процесу формування прилеглого контуру можна визначити.

Отримані залежності необхідні для розв'язання проблеми узгодженості процесів формування приконтурного шару і обробки тунелю роlikовим ущільненням. Визначення взаємозв'язку між геометричними параметрами роlikової формуючої секції і її кінематичними характеристиками необхідне для отримання основних силових і енергетичних співвідношень, які лягли в основу методики інженерного розрахунку процесів роlikового ущільнення прилеглого ґрунтового шару і монолітної обробки тунелів (додаток Б).

7.7. Перспективи розвитку технології роlikового ущільнення для будівництва підземних споруд

З метою розширення можливості застосування дослідженої технології роlikового ущільнення запропоновано нові технологічні схеми і конструктивні рішення.

Такі рішення спрямовані як на удосконалення конструкції роlikових робочих органів з метою збільшення глибини оброблюваного ґрунтового масиву, так і на розширення можливості формування прилеглого ґрунтового масиву і обробки виробок з різною формою перерізу (еліптичних, склепінчастих і напівеліптичних) і різного положення (горизонтальних і вертикальних).

Збільшення глибини оброблюваного ґрунтового масиву роlikовим ущільненням можна досягти використанням роlikових робочих органів, які розбиті на секції з виступами різного типу, доцільність використання яких підтвердженна при зведенні ґрунтових основ доріг і виробництві бетонних виробів (рис. 7.19).

Застосування даного типу робочих органів дозволяє перенести дію робочих органів з поверхні виробки в глибину ґрунтового масиву на відстань, що дорівнює висоті виступу з подальшим ущільненням поверхні циліндричною секцією. Використання робочих органів з багатогранною формою і радіальними виступами (рис. 6.13, в, г) дозволяє збільшити ущільнюючі тиски і підвищити продуктивність процесу ущільнення ґрунтів.

Ущільнення роlikовим робочим органом тороїдальної форми (рис. 7.19, д) дозволяє отримати розвинену контактуючу поверхню підземної виробки шляхом утворення на поверхні прилеглого масиву гвинтової виїмки з кутом підйому ψ , яка збільшує поверхню контакту з обробкою підземної споруди, що в свою чергу зменшить контактні тиски і деформації. Утворення розвиненої контактуючої поверхні є особливо важливим при спорудженні обробки вертикальних (стовбурів) і похилих виробок.

Технологія будівництва стовбурів передбачає в більшості випадків (понад 90%) кріплення монолітним бетоном і залізобетоном за допомогою пересувних металевих опалубок зверху вниз вслід за просуванням вибою зі спусканням бетонної суміші по трубах з поверхні. Будівництво стовбура за

цією технологією передбачає застосування вібраційного глибинного ущільнення, що потребує використання рухомих бетонних сумішей з високим значенням водоцементного відношення (В/Ц). Вібраційне ущільнення приводить до отримання нерівномірної (з низьким ступенем ущільнення) обробки, які знижують такі техніко-експлуатаційні показники, як водонепроникність, корозійну стійкість, морозостійкість та ін. Зниження показників якості кріплення частково пояснюється впливом вібрації на верхні пояси кріплення на етапі затвердіння бетону.

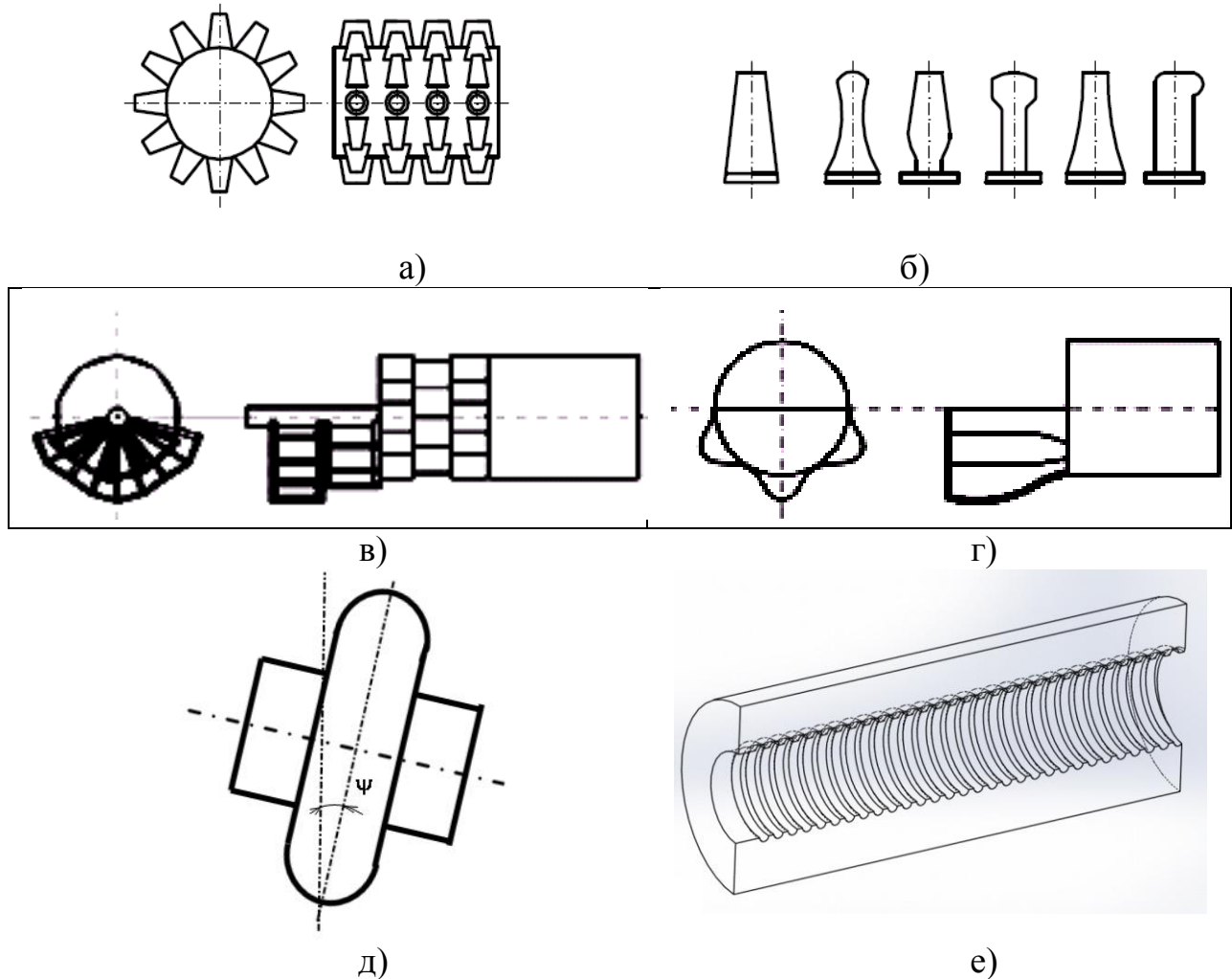


Рис. 7.19. Форми роликів робочих органів для ущільнення ґрунтів: *а* – кулачковий ролик; *б* – види виступів; *в* – решітчастий ролик; *г* – ролик з радіальними виступами; *д* – тороїдальний ролик; *е* – форма прилеглого ґрунтового контуру

Одним із шляхів розв'язання проблеми якісного ущільнення монолітної обробки вертикальних стовбурів підземних споруд з високими експлуатаційними показниками є роликове ущільнення, яке дозволяє ущільнювати бетонні суміші з низькими значеннями В/Ц.

Для формування кріплення стовбурів роликовим ущільненням запропонована нова технологічна схема, наведена на рис. 7.20 [168].

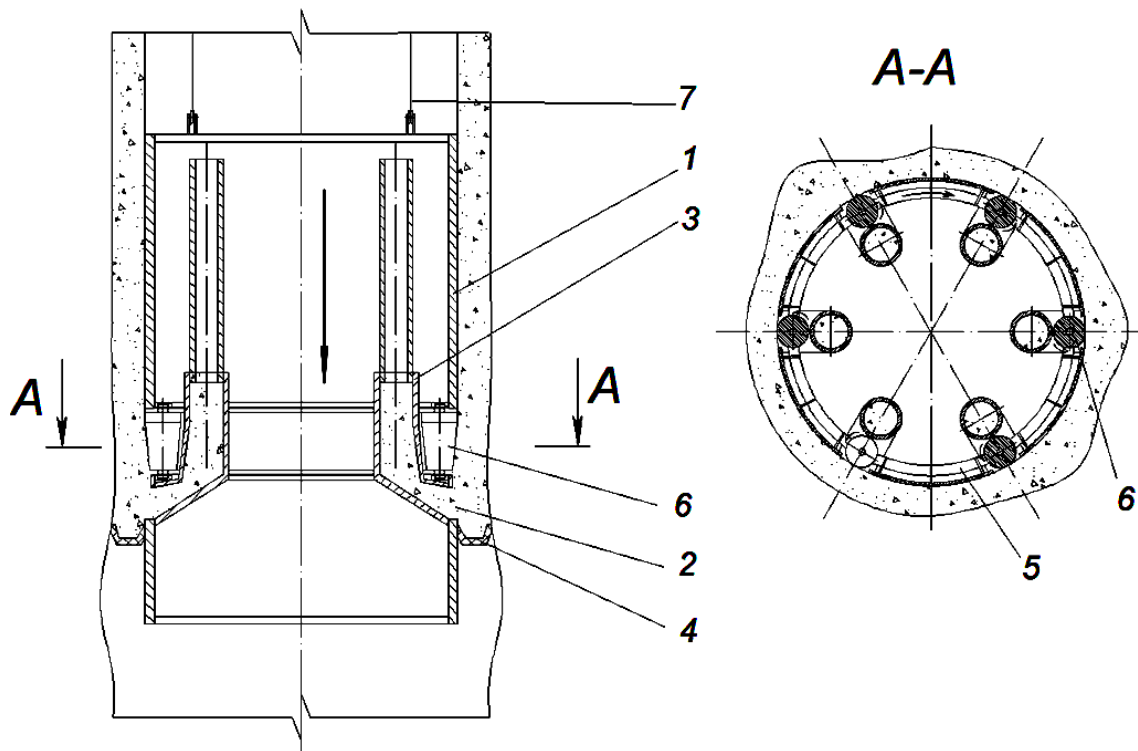


Рис. 7.20. Схема формування кільцевої обробки стовбура роликівим ущільненням

Процес формування відбувається таким чином. За допомогою канатів 7 опускають кільцеву оболонку 1, бетонопроводи 3 і ротор 5 з роликівими робочими органами 6 (полок не зображений). Бетонна суміш подається у бетонопроводи 3 і через отвори 2 потрапляє у простір між кільцевою оболонкою 1 і гірським масивом. Протіканню бетонної суміші запобігає ущільнююче кільце 4. Обертаючись, ротор 5 ущільнює будівельну суміш роликівими робочими органами.

При виконанні кріплення даним способом можна рухати формуючу секцію знизу вгору на величину заходки, значно полегшуючи подачу бетонної суміші в зону ущільнення. Запропонована схема роликівого ущільнення може також використовуватись для виготовлення пустотілих паль безпосередньо під час будівництва фундаменту з формуванням як прилеглих шарів ґрунту, так і пустотілої залізобетонної конструкції.

Зведення обробок підземних виробок з відмінною від кругового обрису формою перерізу потребує додаткових заходів, спрямованих на задання певної траєкторії руху роликівих робочих органів і подачі суміші. При наявності нижніх ділянок контуру, наближених до прямолінійних, доцільно розділити процес формування обробки на декілька етапів, при яких окремо формуються нижні і верхні ділянки. При ущільненні нижніх ділянок доцільно використовувати формуючу каретку, яка рухається зворотно-поступально. Ущільнення верхніх шарів може здійснюватись шляхом встановлення робочих органів на гнучкий (ланцюговий) замкнутий контур з подачею суміші у верхні частини контуру.

Проведені дослідження ефективності застосування роликового ущільнення для формування геотехнічних властивостей приконтурного ґрунтового шару і обробки тунелів з метою підвищення жорсткості і стійкості, а також встановлені залежності параметрів формуючих секцій дозволяють зробити наступні висновки:

1. Порівняння отриманих результатів дослідження напружено-деформованого стану з використанням різних програмних модулів для різних способів зведення тунелю дозволяє відзначити зменшення інтенсивності напружень, деформацій і переміщень (в 1,5 рази) від дії навантажень у випадку ущільнення будівельної суміші закріпного простору тунелю, що пов'язано з перерозподілом напружень і деформацій в результаті підвищення жорсткості конструкції в цілому.

2. При формуванні приконтурного ґрунтового шару відмічено перехід деформацій контактуючого контуру ґрунту з пластичних в пружні внаслідок збільшення (на 7%) площі контактуючої поверхні за рахунок утвореного шару ущільненого ґрунту, що суттєво (до 11 разів) зменшує осадку тунелю.

3. Порівняння поведінки виробок без обробки і з ущільненням прилеглого шару ґрунту свідчить про істотну зміну розподілу переміщень у бік зменшення (на 90 %), що переводить оброблений ґрунт з дуже нестійких (IV категорія) у нестійкі (III категорія), завдяки чому досягається зменшення витрат на матеріали при виконанні обробки тунелю. В результаті зменшення товщини обробки для розглянутого типу обробки економія бетону складе $0,95 \text{ м}^3$ на один метр тунелю, що в комплексі з застосуванням жорстких сумішей ($B/C = 0,3$) для закріпного простору дасть сумарний ефект понад 1740 грн на один метр тунелю тільки за рахунок економії матеріалів (без урахування накладних витрат).

4. На основі обробки експериментальних даних отримано залежності кількості проходів і швидкості обертання формуючої секції прохідницького щита для забезпечення необхідної щільності середовища при різних способах роликового ущільнення. Отримані залежності дозволяють узгодити різні процеси зведення тунелю і зробити процес будівництва безперервним.

5. На основі розв'язання контактних задач взаємодії робочих органів з прилеглим ґрунтовим масивом і обробкою запропоновані залежності, які лягли в основу методики інженерного розрахунку процесів роликового ущільнення прилеглого ґрунтового шару і монолітної обробки тунелів.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Вовк А.А. Действие взрыва в грунтах / А.А. Вовк, Г.И. Чёрный, В.Г. Кравец. – К. : Наук. думка, 1973. – 208 с.
2. Геодинамика взрыва и её приложение / [Вовк А.А., Кравец В.Г., Лучко И.А., Михалюк А.В.]. – К. : Наук. думка, 1981. – 296 с.
3. Поведение грунтов под действием импульсных нагрузок / [А.А. Вовк, Б.В. Замышляев, И.В. Белинский и др.]. – К. : Наук. думка, 1984. – 288 с.
4. Кравец В.Г. Формирование инженерных свойств грунтов взрывными методами / В.Г. Кравец, Н.С. Грищенко, Л.И. Демещук. – К. : Наук. думка, 1983. – 220 с.
- 5.
6. Вовк А.А. Взрывные работы в горных породах / А.А. Вовк, Г.И. Черный. – К. : Техніка, 1973. – 163 с.
7. Кравец В.Г. Динамика уплотнения грунтового массива взрывом / В.Г. Кравец. – К. : Наук. думка, 1979. – 134 с.
8. Кравец В.Г. Формирование инженерных свойств грунтов взрывными методами / В.Г. Кравец, Н.С. Грищенко, Л.И. Демещук. – К. : Наук. думка, 1983. – 220 с.
9. Новиков В.Д. Подводные и прибрежные взрывы / В.Д. Новиков, П.З. Луговой. – К. : Наук. думка, 1982. – 136 с.
10. Аптикаев Ф.Ф. Уточнение корреляций между уровнем макросейсмического эффекта и динамическими параметрами движения грунта / Ф.Ф. Аптикаев, Н.В. Шебалин // Вопросы инженерной сейсмологии. – 1988. – Вып. 29. – С. 98–108.
11. Миронов П.С. Взрыв и сейсmobезопасность сооружений / П.С. Миронов. – М. : Недра, 1973. – 168 с.
12. Мосинец В.Н. Сейсмический метод определения параметров зон деформации горных пород взрывом / В.Н. Мосинец, Н.П. Горбачева. – 1982. – С. 43–52.
13. Моисеев Н.И. Человек, среда, общество / Н.И. Моисеев. – М. : Наука, 1982. – 240 с.
14. Методичні вказівки до дипломного проектування міських заглиблених споруд і конструкцій, які зводяться методом „стіна в ґрунті“ (В.І. Снісаренко, Л.В. Гембарський, Є.А. Загоруйко). – К. : НТУУ „КПІ“ ВПІ ВПК „Політехніка“, 2006. – 80 с.
15. Збигнев Барановски. Разработка геотехнологических методов защиты поверхностных объектов на подрабатываемых территориях: дис. ... канд. техн. наук: 05.15.11 / Збигнев Барановски. – Гливице, 1996. – 149 с.
16. Калинин В. П. Метрополитены / В. П. Калинин. – М.: Транспорт, 1988. – 280 с.
17. Бренер В. А. Щитовые проходческие комплексы / [В.А. Бренер, А. Б. Жабин, М. М. Щеголевский, Ал. В. Поляков, Ан. В. Поляков]. – М.: Горная книга, 2009. – 447 с.

18. Самедов А. М. Будівництво міських підземних споруд / А. М. Самедов, В. Г. Кравець. – К.: НТУУ КПИ, 2011. – 400 с.
19. Инженерные сооружения в транспортном строительстве: В 2 кн. / [П. М. Саламахин, Л. В. Маковский, В. И. Попов и др.]; под ред. П. М. Саламахина. – М.: Издательский центр «Академия», 2007. – Кн. 2. – 272 с.
20. Гребьонкін С. С. Управління станом масиву гірських порід / [С. С. Гребьонкін, В. М. Павлиш, В. Л. Самойлов, Ю. А. Петренко]. – Донецьк: ДонНТУ, 2008. – 213 с.
21. Тимченко С. Є. Обґрунтування параметрів інтенсифікації процесів струминного закріплення порід при магнітній обробці цементних розчинів: Автореф. дис... канд. техн. наук: 05.15.09 / С. Є. Тимченко; Нац. гірн. акад. України. – Д., 2001. – 16 с.
22. Hofler J. Shotcrete in Tunnel Construction / J. Hofler, J. Schlumpf. – Aichtal: Reinhardt GmbH, 2004. – 72 pp.
23. Баранов А. М. Теоретичні основи робочих процесів машин набризку будівельних сумішей: Автореф. дис... доктора техн. наук: 05.05.02 / А. М. Баранов; Харк. держ. техн. ун-т буд-ва та архіт. – Харків, 2001. – 33 с.
24. EUROPEAN SPECIFICATION FOR SPRAYED CONCRETE, GUIDELINES FOR SPECIFIERS AND CONTRACTORS. – Farnham: Association House, 1999. – 31 pp.
25. Лессовые породы СССР. Т. 1. Инженерно-геологические особенности и проблемы рационального использования / Под ред. Е. М. Сергеева, А. К. Ларионова, Н. Н. Комиссаровой. – М., 1986. – 273 с.
26. Зуєвська Н. В. Наукові основи формування геотехнічних властивостей просідних масивів з урахуванням гідротермального фактору [Текст]: автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.15.09 / Зуєвська Наталя Валеріївна; Нац. техн. ун-т України "Київ. політехн. ін-т". – К., 2011. – 36 с.: табл., рис.
27. Кригер Н. И. Лесс, его свойства и связь с географической средой. – М.: Наука, 1965. – 295 с.
28. Лессовые породы СССР. Т. 2. Региональные особенности / Под ред. Е. М. Сергеева, В. С. Быковой, Н. Н. Комиссаровой – М., 1986. – 276 с.
29. Самойлов В. П. Новейшая японская техника щитовой проходки тоннелей [Текст]: справочно-информационное издание / В. П. Самойлов, В. С. Малицкий. – М.: Имперіум Пресс: Изд-во ТА Инжиниринг, 2004. – 227 с.
30. Маренный Я. И. Туннельные обделки из обжатого монолитного бетона / Я. И. Маренный. – М.: Оргенергострой, 1963. – 156 с.
31. Храпов В. Г. Тоннели и метрополитены / В. Г. Храпов, Е. А. Демешко, С. Н. Наумов. – М.: Транспорт, 1989. – 383 с.
32. Гайко Г. І. Конструкції кріплення підземних споруд / Г. І. Гайко. – Алчевськ: ДонДТУ, 2006. – 133 с.
33. Базаран У. Б. Дерягин Б. В., Булгадаев А. В. Измерение сдвиговой упругости жидкостей и граничных слоев резонансным методом /

У. Б. Базаран, Б. В. Дерягин, А. В. Булгадаев // Журнал экспериментальной и теоретической физики. – 1966. – Т. 51, вып. 4 (10). – С. 8–18.

34. Ахвердов И. Н. Основы физики бетона / И. Н. Ахвердов. – М.: Стройиздат, 1981. – 464 с.

35. Berga L. Roller Compacted Concrete Dams. Taylor & Francis. – 2003.

36. Farshid Vahedifard, Mahmoud Nili, Christopher L. Meehan. Assessing the effects of supplementary cementitious materials on the performance of low-cement roller compacted concrete pavement Construction and Building Materials. – Vol. 24, Issue 12. – December 2010. – pp. 2528–2535.

37. Гарнець В. М., Зайченко С. В. Високоєфективне обладнання для виробництва пустотних панелей // Гірничі, будівельні, дорожні та меліоративні машини: Республ. мівід. наук.-техн. зб.-к. – К.: Вид-во КНУБА, 1998. – Вип. 52. – С. 78 – 82.

38. Королев Н. Е Формование железобетонных изделий методом роликового прессования / Н. Е. Королев, В. Н. Кузин, С. А Селиванова // НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1970. – Вып. 22. – С. 32–38.

39. Шинкаренко В. І. Совершенствование процессов роликового формования мелкозернистых бетонных смесей: Дис. ... канд. техн. наук: 05.05.02. / Днепропетровск, 1989. – 305 с.

40. Свирщевский В. К. Проходка скважин в грунте способом раскатки / В. К. Свирщевский. – Новосибирск: Наука. – 121 с.

41. Лысыков Б. А. Строительство метрополитена и подземных сооружений на подрабатываемых территориях / Б. А. Лысыков, Г. Р. Розенвассер, В. Ф. Шаталов. – Донецк: Норд-Пресс, 2003. – 304 с.

42. Пат. 48800 України, МПК E21D 9/06. Пристрій для зведення підземної споруди / С. П. Шевчук, С. В. Зайченко, О. В. Матвеев (Україна) - Заявл. 11.11.2009; опубл. 12.04.2010, Бюл. №7. - 2 с.

43. Пат. 58984 України, МПК E21D 9/06. Пристрій для зведення підземної споруди / С. П. Шевчук, В. М. Гарнець, С. В. Зайченко, О. В. Матвеев (Україна) - Заявл. 16.11.2010; опубл. 26.04.2001, Бюл. №8. - 2 с.

44. Пат. 82271 України, МПК E21D 9/06. Пристрій для зведення підземної споруди / С. В. Зайченко, А. О. Оберемок, В. М. Гарнець, С. П. Шевчук (Україна) - Заявл. 19.02.2013; опубл. 25.07.2013, Бюл. №14. - 2 с.

45. Вплив довжини лінійного вертикального заряду на параметри воронки викиду / В.Г. Кравець, В.В. Вапнічна, Л.В. Шайдецька. // Вісник національного технічного Університету України «КПІ». Серія «Гірництво». – 2004. – Вип. 11. – С. 126-131.

46. Шайдецька Л.В. Вибухова підготовка порожнини у слабозв'язаних ґрунтах / Шайдецька Л.В., Кравець В.Г., Жмуденко О.С.// Вісник ЖІТІ. Технічні науки. – 2005. - №

47. Обґрунтування параметрів вибуху при утворенні підземних сховищ токсичних відходів та протифільтраційних споруд / В.Г. Кравець, В.В. Вапнічна, А.Л. Ган, Ю.В. Шабельська // Проблеми охорони праці в

Україні: Зб. наук. праць. – К.: ННДІОП, 2003. – Вип. 7. – С. 105–115.

48. Карасев Ю.Г., Бакка Н.Т. Природный камень. Добыча блочного и стенового камня. – С.-Пб.: Изд-во Санкт-Петербург. горного ун-та, 1997.

49. Физический энциклопедический словарь / Под. ред. А.М. Прохорова. – М.: Сов. Энциклопедия, 1983. – 928 с.

50. Ляхов Г.М. Волны в грунтах и пористых многокомпонентных средах. – М.: Наука, 1982. – 286 с.

51. Шайдецька Л.В. Дослідження показників міцності ґрунту в закріпленій зоні при динамічному впливі // Л.В. Шайдецька // Вісник КТУ. – 2008. - №20. – С.45-47.

52. Зуєвська Н.В. Моделювання несучої спроможності армованого ґрунту жорстким матеріалом з використанням програмного забезпечення / Л.В. Шайдецька, Н.В. Зуєвська, Ю.В. Волик // Разработка рудных месторождений, вып. 94, 2011. – Кривой Рог. – С. 102-105.

53. Зуєвська Н.В. Несуча здатність лесових ґрунтів при утворенні зони ґрунтощебеню за допомогою енергії вибуху / Л.В. Шайдецька, Н.В. Зуєвська, Ю.В. Волик // Збірник праць НГУ. - Д.: Державний вищий навчальний заклад "Національний гірничий університет", 2011. – №36, т.1. – С. 51 – 56.

54. Шайдецька Л.В. Визначення максимального тиску зворотної хвилі напружень на стінки порожнини при проведенні кольмотації ґрунту за допомогою вибуху / Л.В. Шайдецька // Проблеми гірського тиску. – 2011. – №19. С.231-236.

55. Лучко И.А. Цилиндрические взрывные волны в твердой многокомпонентной вязкопластической среде/ И.А. Лучко, В.А. Плаксий, Н.С. Ремез //Взрывное дело. 1986. - №88/45. С. 28-35.

56. Вовк А.А. Основы прикладной геодинамики взрыва / А.А. Вовк. – К. : Наук. думка, 1976. – 274 с.

57. Глоба В.М. Буровзрывные работы при строительстве магистральных трубопроводов и подземных хранилищ / В.М. Глоба. – М. : Недра, 1984. – 239 с.

58. Гундарев К.А. Прочностные характеристики связных грунтов в уплотнённой взрывом зоне / К.А. Гундарев // Взрывные работы в грунтах. – 1976. – С. 203–207.

59. Ляхов Г.М. Основы динамики взрыва в грунтах и жидких средах / Г.М. Ляхов. – М. : Наука, 1974. – 228 с.

60. Ловля С.А. Взрывное дело / С.А. Ловля, Б.Л. Каплан, В.В. Майоров. – М. : Недра, 1976. – 267 с.

61. Чедвик П. Механика глубинных подземных взрывов / П. Чедвик. – М. : Наука, 1966. – 258 с.

62. Математическая теория горения и взрыва / [Я.Б. Зельдович, Г.И. Баренблатт, В.Б. Либрович и др.] – М. : Наука, 1980. – 480 с.

63. Цилиндрические взрывные волны в грунтах / И.А. Лучко, Г.М. Ляхов // ПМТФ. – 1986. – № 4. – С. 100–105.

64. Филоненко – Бородич М.М. Теория упругости / М.М. Филоненко – Бородич. – М. : Наука, 1959. – 418 с.
65. Ивкина Н.В. Разработка взрывного метода стабилизации слабых грунтов способом свай – дренаж: дис. ... канд. техн. наук : 05.15.09 / Ивкина Наталья Валериевна. – К., 1996. – 171 с.
66. Consolidation of Organic Subsoils by Applying Formations of vertical Sands Drains and Generating Dynamic Overloading / [E. Dembicki, N. Kisielowa, R. Imiolek, I. Semrau, R. Bona]. – Proc. of the IX Int. Harbour Congress. – Antwerp, June 1988. – P. 5.165–5.170.
67. Имиолек Р. Уплотнение водонасыщенных грунтов взрывами удлиненных зарядов / Р. Имиолек // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1992. – № 4. – С. 24–26.
68. W.G. Krawiec. Metody wybuchowe budowy przeciwpływowych ekranów / W.G. Krawiec, L.I. Demeszczuk, I. Parchański // Materiały wybuchowe i technika strzelnicza. – Gliwice – Kraków. Agat – print. – Kraków. – 1993. – С. 185–195.
69. Иванов П.Л. Уплотнение малосвязных грунтов взрывами / П.Л. Иванов. – М. : Недра, 1983. – 230 с.
70. Кравець В.Г. Технологічні параметри вибухового обвалення при створенні вибухом споруд типу „стіна в ґрунті” / В.Г. Кравець, В.В. Вапнічна // Вісник НТУУ „КПІ”. Серія „Гірництво”. – 2002. – Вип.7. – С.95–98.
71. Вплив довжини набивки вертикального лінійного заряду на параметри воронки викиду / М.Т. Кириченко, В.В. Вапнічна, Л.В. Шайдецька, А.Б. Соколовська // Вісник НТУУ „КПІ”. Серія „Гірництво”. – 2006. – Вип. 14. – С. 143–147.
72. Бугров А.К., Имиолек Р. Устройство свай-дрен и уплотнение водонасыщенных грунтов взрывами удлиненных зарядов // Известия вузов. Строительство. 1992. № 11-12. Стр.120-122
73. Имиолек, Р. Уплотнение водонасыщенных грунтов взрывами удлиненных зарядов, Основания, фундаменты и механика грунтов, №4, 1992.с. 24 – 26;
74. Вовк А.А., Смирнов А.Г., Кравец В.Г. Динамика водонасыщенных грунтов. – Киев.: Наук. Думка., 1975. -202 с.
75. Кравец В.Г., Лучко И.А., Михалюк А.В. Использование энергии взрыва в мелиоративном строительстве. – М.: Недра, 1987. – 208 с.
76. Гундарев К.А. , Кравец В.Г. Параметры взрывных работ при ликвидации просадочных свойств лессовых массивов// Использование энергии взрыва на объектах ирригационного и мелиоративного строительства в грунтах. – Киев: наук. Думка, 1976. – с. 76-79
77. Заславский Ю.З., Лысенко И.Т. Сооружение подземных полостей взрывом с одновременным формованием бетонной крепи // Шахтное строительство, 1978. – номер 8. – с.12-14

78. Демещук Л.И., Закиров А. Параметры взрывных работ при уплотнении просадочных грунтов. // Взрывное дело, 88/45. – М.: Недра, 1986. – с. 39-49
79. Абелев М.Ю. Слабые водонасыщенные глинистые грунты как основания сооружений. - М.: Стройиздат, 1973. — 288 с.: ил.
80. Абелев М. Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. - М.: Стройиздат, 1983. – 248 с.
81. Абелев М. Ю. Исследование эффективности глубинного уплотнения слабых водонасыщенных грунтов песчаными сваями // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1962. Номер 2. – с. 3-5.
82. Савинов О.А. Уплотнение слабых водонасыщенных грунтов песчаными сваями. – Л.: ДНТП, 1957. – 20 с.
83. Светинский Е.В. Глубинное уплотнение слабых грунтов песчаными сваями. – М.: Госстройиздат, 1957. -47 с.
84. Адушкин В.В., Коций О.А. О зависимости размеров котловой полости от удлинения цилиндрических зарядов // Взрывное дело. – М.:, 1979. – номер 81/38. – с. 61-71.
85. Ляхов Г. М. Основы динамики взрывных волн в грунтах и горных породах / Г. М. Ляхов. - Москва: Недра, 1974.
86. Механический эффект взрыва в грунтах / И.А. Лучко, В.А. Плаксий, Н.С. Ремез и др. – Киев: наук. Думка, 1989. – 232 с.
87. Орленко Л.П. Физика взрыва и удара // Учеб. пособие для вузов. - М.: Физматлит, 2006. - 304 с.
88. Инженерная подготовка городских территорий : учебник для СПО / Г. И. Клиорина, В. А. Осин, М. С. Шумилов. — 2-е изд., испр. и доп. — М. : Издательство Юрайт, 2017. — 269 с. — Серия : Профессиональное образование.
89. ДБН В.2.3-4:2015. Споруди транспорту. Автомобільні дороги. Частина І. Проектування Частина ІІ. Будівництво.
90. Чемус А.А., Березнев В.А., Ядзинская М.Р. Оценка времени консолидации торфов в основании автодороги // Современные проблемы науки и образования. – 2013. – № 6
91. Халафян А. А. Statistica 6. Статистический анализ данных. М.: Бином-Пресс, 2007. 512 с.
92. Бронин В.Н. Оценка ползучести скелета торфа по корреляционным зависимостям // Механика грунтов, основания и фундаменты: Межвузовский тематический сборник научных трудов. — Т.2. — Л.: ЛИСИ, 1977. — С.117—120.
93. Александров Е.В., Соколинский В.Б. Прикладная теория и расчеты ударных систем. М.: Наука, 1969. -200с.
94. Сагомоян А.Я. Проникание. М.: И-во Моск. ун-та, 1974.
95. Марчук Г.И. Методы вычислительной техники. М.:Наука, 1989. – 543 с.

96. Самарский А.А., Гулин А.В. Численные методы. М: Наука, 1989. – 256 с.
97. Ламбарайс С. Экспериментальное изучение горения в ракетной камере смеси жидкого кислорода с керосином и точки горения распиленной струи/ С. Ламбарайс, Л. Коомб. – М.: Мир, 1966. – 310 с.
98. Лучко І.А. Математичне моделювання дії вибуху в ґрунтах і гірських породах / І.А. Лучко, Н.С. Ремез, А.І. Лучко. – НТУУ «КПІ», 2011.
99. Ляхов Г.М. Волны в пористых многокомпонентных средах / Г.М. Ляхов. – М.: Наука, 1982. – 234 с.
100. Ремез Н.С. Особливості деформування твердого багатоконпонентного в'язкопластичного середовища зі змінним коефіцієнтом в'язкості при динамічних навантаженнях / Н.С. Ремез // Вісник НТУУ «КПІ». Серія «Гірництво». – К.: НТУУ «КПІ». – 2000. Вип.3. – с.34-39.
101. Уилкинс М.Л. Расчет упругопластических течений / М.Л. Уилкинс// Вычислительные методы в гидромеханике. – М.: Мир, 1967. –С. 212-263.
102. Физика взрыва / под ред Л.П. Орленко/ Изд. 3-е,перераб. – Т. 2. – М.: Физматлит, 2002. – 430 с.
103. Зельдович Я.Б. Движение газа под действием кратковременного давления (удара) // Акустический журнал, №1.
104. Прокопенко В.С. Разрушение горных пород скважинными зарядами взрывчатых веществ в рукавах / В.С. Прокопенко. – К.: НТУУ «КПІ». – 2010. – 208 с.
105. Зуевская Н.В. Закономерности формирования периферийной зоны уплотнения грунтов / Н.В. Зуевская, Ю.В. Волик // Известия Тул Гу. Наука о земле. – Тула-2011. – Вып.1. – С.276-282.
106. Кравец В.Г., Бойко В.В., Толкач А.П., Маргарян А.З. Оценка безопасности и экономической целесообразности использования неэлектрических систем инициирования при массовых взрывах / В.Г. Кравец, В.В. Бойко, А.П. толкач, А.З. Маргарян // Вісник НТУУ «КПІ». Серія Гірництво: зб.наук. праць. – 2006. – Вип.14 – с. 125-132.
107. Вапнічна В.В. Розробка комбінованого методу формування вертикальних водозахисних споруд в структурно нестійких ґрунтах: автореф. дис. на здобу ч. ступеня канд. техн..наук / В.В. Вапнічна. - НТУУ «КПІ». – К.:2008. – 20с.
108. Михалюк А.В., Войтенко Ю.І. Дилатансійний механізм генезису тріщинуватості породних масивів // Зб-к наукових праць УкрДГРІ. – 2011. - №4. – С. 50-67.
109. Михалюк А.В., Войтенко Ю.І. Дилатансійний механізм утворення флюїдопровідних каналів на великих глибинах // Зб-к наукових праць УкрДГРІ. – 2011. - №2. – С. 188 – 199.
110. Войтенко Ю. І. Вплив гірського тиску на параметри тріщиноутворення в приви́бійних зонах свердловин при газових вибухах / Ю.

І. Войтенко // Вісн. Нац. техн. ун-ту України "Київ. політехн. ін-т". Сер. "Гірництво". – 1999. - Вип.1. – С. 76-83.

111. Роде А. А. Основы учения о почвенной влаге [Текст] / А. А. Роде. – Л.: Гидрометеиздат. Т. 1: Водные свойства почв и передвижение почвенной влаги. – 1965. – 664 с.

112. Лысенко М. П. Состав и физико-механические свойства грунтов [Текст] / М. П. Лысенко. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Недра, 1980. – 272 с.

113. Абелев М. Ю. Эффективность уплотнения насыпных песчаных грунтов гладким вибрационным катком / М. Ю. Абелев, И. В. Аверин // Промышленное и гражданское строительство. – М.:ПГС, 2012, № 6. – С. 59-62.

114. Зиангиров Р. С. Объемная деформируемость глинистых грунтов. – М.: Наука, 1979. – 164 с.

115. Гольдштейн М. Н. Механические свойства грунтов [Текст]: напряженно-деформативные и прочностные характеристики: монография / М. Н. Гольдштейн. – М.: Стройиздат, 1979. – 304 с.

116. Болдырев Г. Г. Методы определения механических свойств грунтов. Состояние вопроса / Болдырев Г. Г. – Пенза: ПГУАС, 2008. – 696 с.

117. Флорин В. А. Основы механики грунтов [Текст] / В. А. Флорин. – М.; Л.: Госстройиздат. Т. 1, 2: Общие зависимости и напряженное состояние оснований сооружений. – 1959. – 357 с.

118. Критерії оцінки небезпечності дії вибухових хвиль на будівлі ослаблені тріщинами / В. В. Бойко, Т. В. Хлевнюк, К. Н. Ткачук, Л. О. Мітюк // Проблеми охорони праці в Україні. – 2003. – № 7. – С. 97–104.

119. Грунтоведение / В. Т. Трофимов [и др.]; под ред. В. Т. Трофимова; МГУ им. М. В. Ломоносова. - 6-е изд., перераб. и доп. – М.: Изд-во Моск. ун-та: Наука, 2005. – 1023 с.

120. Head K. H. Soil Classification and Compaction Tests. Manual of Soil Laboratory Testing, Engineering Laboratory Equipment, Pentech Press, London. – 1975. – Vol. 2.

121. Прогноз скорости осадков оснований сооружений (консолидация и ползучесть многофазных грунтов) [Текст] / ред. Н. А. Цытович. – М.: Изд-во лит. по стр-ву. – 1967. – 228 с.

122. Самедов А. М. Деформирование и разрушение конструкций при термосиловых воздействиях / А. М. Самедов. – М.: Стройиздат, 1989. – 432 с.

123. Вовк А. А. Геодинамика взрыва и ее приложения / А. А. Вовк, В. Г. Кравец, А. В. Михалюк, И. А. Лучко. – К.: Наук. думка, 1981. – 296 с.

124. Кравец В. Г. Динамика уплотнения грунтового массива взрывом. – К.: Наук. думка, 1979. – 134 с.

125. Прокопенко В. С. Разрушение горных пород скважинными зарядами взрывчатых веществ в рукавах / В. С. Прокопенко. – К.: НТУУ «КПИ». – 2010. – 208 с.

126. Ремез Н. С. Особливості деформування твердого багатокомпонентного в'язкопластичного середовища зі змінним коефіцієнтом

в'язкості при динамічних навантаженнях / Н. С. Ремез // Вісник НТУУ «КПІ». Серія "Гірництво". – К.: НТУУ «КПІ». – 2000. – Вип. 3. – С. 34–39.

127. Терцаги К. Строительная механика грунтов на основе его физических свойств [Текст] / К. Терцаги. – М.-Л.: Госстройиздат, 1933. – 292 с.

128. Основы динамики грунтов и ее практические приложения / А. А. Вовк [и др.]. – К.: Наук. думка, 1968. – 202 с.

129. Casagrande A., Shear Failure of Anisotropic Materials / A. Casagrande, N. Carillo // Proc. Boston Soc. Of Civil Eng. – 1944. – Vol. 31. – P. 74–87.

130. Качинский Н. А. Физика почвы / Н. А. Качинский. – М.: Высшая школа, 1965. – 322 с.

131. Сергеев Е. М. Инженерная геология / Е. М. Сергеев. – Изд. 3-е. – М: Альянс, 2011.

132. Маслов Н. Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов / Маслов Н. Н. – М.: Высш. школа, 1982. – 511 с.

133. Ахвердов И. Н. Высокопрочный бетон [Текст]: экспериментальные и теоретические исследования по технологии бетона / И. Н. Ахвердов. – М.: Госстройиздат, 1961. – 163 с.

134. Грунтоведение / В. Т. Трофимов, В. А. Короев, Е. А. Вознесенский, Г. А. Голодовская, Зиангиров Р. С. – М.: Изд-во МГУ, 2005. – 1024 с.

135. Акимов А. А., Клименко Л. И. Физико-механические свойства лессовых грунтов, уплотненных замачиванием и глубинными взрывами // Закрепление и уплотнение грунтов в строительстве. – К.: Будивельник, 1974 – С. 249–252.

136. Вовк А. А., Черный Г. И., Демещук Л. И. Уплотнение грунтового массива подводными взрывами // Закрепление и уплотнение грунтов в строительстве. – К.: Будивельник, 1974. – С. 268–270.

137. Волочай И. Н. Экономическая эффективность глубинного уплотнения просадочных лессовых грунтов предварительным замачиванием и энергией взрывов // Закрепление и уплотнение грунтов в строительстве. – К.: Будивельник, 1974, С. 271–272.

138. Литвинов И. М. Изменение свойств просадочных лессовых грунтов по глубине после их уплотнения замачиванием и энергией взрывов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1967. – № 6. – С. 24–25.

139. Бройд, И. И. Струйная геотехнология / И. И. Бройд. – М.: Издательство ассоциации строительных вузов, 2004. – 448 с.

140. Зуєвська Н. В. Математичне моделювання вибухового армування просадного ґрунту жорстким заповнювачем / Н. В. Зуєвська // Збірник наукових праць НГУ. – Дніпропетровськ: Національний гірничий університет. – 2010. – № 35. – Т. 2. – С. – 234–240.

141. Зуєвська Н. В. Несуча здатність лесових ґрунтів при утворенні зони ґрунтощебеню за допомогою енергії вибуху / Н. В. Зуєвська, Л. В.

Шайдецька, Ю. В. Волик // Збірник наукових праць НГУ. – Дніпропетровськ: Національний гірничий університет. – 2011. – № 36, Т. 1. – С. 51–56.

142. Кравець В. Г. Математичне моделювання армування просадного ґрунту щебенем за допомогою вибуху циліндричного заряду / В. Г. Кравець, Н. В. Зуєвська, Ю. В. Волик // Вісник КТУ. – Кривий Ріг, 2011.

143. Зуєвська Н. В. Ліквідація просадних властивостей лесових ґрунтів шляхом впровадження в них твердого матеріалу за допомогою вибуху / Н. В. Зуєвська // Вісник ЖДТУ. Технічні науки. – 2008. – № 2 (45). – С. 153–159.

144. Кравець В. Г. Процесс внедрения фракций жесткого материала в вязкоупругую среду под действием энергии взрыва / В. Г. Кравец, Н. В. Зуевская // «Форум гірників–2009». – 2009. – С. 79–84.

145. Ivkina N.V. Formation of engineering properties of the unstable soils under impact or tamping or explosions / N.V. Ivkina, W.G. Kravec, E. A. Varga // Geotechnics-97, Slovak Republic, High Tatras. – 1997. – С. 22–28.

146. Тимофеева Л. М. Армирование грунтов (теория и практика применения) / Перм. политехи, ин-т. – Пермь, 1991.

147. Методы строительства армогрунтовых конструкций: учеб.-метод. пособие / В. Г. Офрихтер, А. Б. Пономарев, В. И. Клевеко, К.В. Решетникова. – Пермь: Изд-во Перм. гос. техн. ун-та, 2010.

148. Тимофеева Л. М. Армирование грунтов (теория и практика применения). – Пермь, 1991. – 478 с.

149. Теория упругости / С. П. Тимошенко, Дж. Гудьер; пер. М. И. Рейтман; ред. Г. С. Шапиро. – 2-е изд. – М.: Наука, 1979. – 560 с.

150. Boussinesq J. Application des potentials a l'etude de l'equilibre et du mouvement des solides elastiques. – Paris: Gauthier-Villard, 1885.

151. Ляв А. Математическая теория упругости / А. Ляв. – М.–Л.: ОНТИ НКТП СССР, 1935. – 674 с.

152. Исследование и применение мелкозернистых бетонов: Труды НИИЖБ. – Вып. 35. – М.: Стройиздат, 1978.

153. Рахматулин Х. А. Вопросы динамики грунтов [Текст]: [монография] / Х. А. Рахматулин, А. Я. Сагомоян, Н. А. Алексеев. – М.: МГУ, 1964. – 239 с.

154. Денисов Н. Я. Природа прочности и деформаций грунтов: избранные труды / Н. Я. Денисов; Московский Ордена Трудового Красного Знамени инженерно-строительный институт им. В. В. Куйбышева. – М.: Издательство литературы по строительству, 1972. – 279 с.

155. Основы динамики грунтов и ее практические приложения [Текст] / А. А. Вовк [и др.]. – К.: Наук. думка, 1968. – 202 с.

156. Круковский А.П. Исследование напряженного состояния горного массива вокруг выработки в зоне ее сопряжения с выработанным пространством лавы / А.П. Круковский // Геотехническая механика: Сб. научн. тр. / НАН Украины ИГТМ. – Днепропетровск, 2010. – № 91. – С. 239–244.

157. Круковский А.П. Исследование напряженного состояния массива вокруг выработки с анкерной крепью при проходке буровзрывным способом / А.П. Круковский, В.В. Круковская // Науковий вісник Національного гірничого університету, 2012. – № 1. – С. 34-39.

158. Круковський О.П. Обґрунтування параметрів та умов застосування анкерного кріплення на вугільних шахтах: Автореф. дис... канд. техн. наук: 05.15.09 / О.П. Круковський ; НАН України. Ін-т геотехн. механіки ім. М.С.Полякова. — Д., 2005. — 22 с.

159. Зенкевич О. Метод конечных элементов в теории сооружений и в механике сплошных сред: научное издание / О. Зенкевич, И. Чанг; ред. Ю. К. Зарецкий; пер.: О. П. Троицкий, С. В. Соловьев. – М.: Недра, 1974. – 240 с.

160. Фадеев А. Б. Метод конечных элементов в геомеханике / А. Б. Фадеев. – М.: Недра, 1987. – 221 с.

161. Баклашов И. В. Геомеханика: в 2-х т. (доп.) / И. В. Баклашов, Б. А. Картозия, А. Н. Шашенко, В. Н. Борисов. – М.: изд-во МГГУ, 2004 – Т. 2: Геомеханические процессы / И. В. Баклашов, Б. А. Картозия, В. Н. Борисов. – 249 с.

162. Варвак П. М. Метод конечных элементов / П. М. Варвак, И. М. Бузун, А. С. Городецкий, В. Г. Пискунов, Ю. Н. Толокнов; Под ред. П. М. Варвака. – К.: Вища школа, 1981. – 176 с.

163. Булычев Н. С. Механика подземных сооружений. – 2-е изд., перераб.и доп. – М.: Недра, 1994. – 382 с.

164. Булычев Н. С. Проектирование и расчет крепи капитальных выработок / Н. С. Булычев, Н. Н. Фотиева, Е. В. Стрельцов. – М.: Недра, 1986. – 287 с.

165. Булычев Н. С. Расчет крепи капитальных горных выработок / Н. С. Булычев, Б. З. Амосин, А. Г. Оловянный; ред. Н. С. Булычев. – М.: Недра, 1974. – 320 с.

166. Баклашов И. В. Деформирование и разрушение породных массивов / И. В. Баклашов. – М. 1988 – 270 с.

167. Джонсон К. Механика контактного взаимодействия / К. Джонсон; Пер. с англ. В. Э. Наумова, А. А. Спектора; Под ред. Р. В. Гольдштейна. – М.: Мир, 1989. – 509 с.

168. Пат. 69827 України, МПК E21D 5/00. Пристрій для зведення монолітного бетонного оброблення шахтного стовбура / С. В. Зайченко, О. М. Соколовський, В. М. Гарнець (Україна) - Заявл. 18.02.2013; опубл. 25.07.2013, Бюл. № 14. - 2 с.